Postverlagsort Berlin

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

3. JAHRGANG OKTOBER 1958 HEFT 10

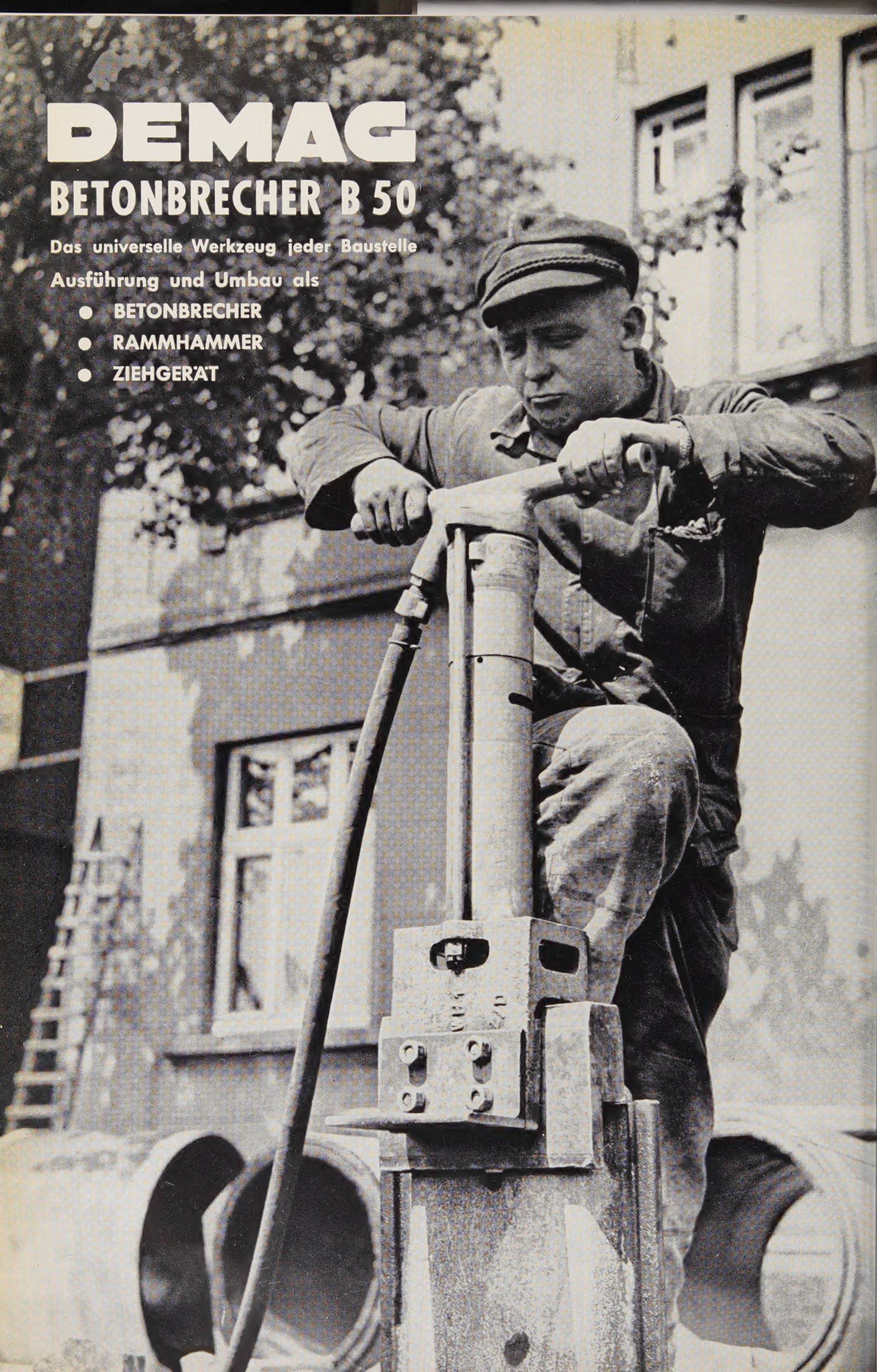
ERFAHRUNG

ERFAHRUNG
FORTSCHRITT

ERFAHRUNG
FORTSCHRITT
QUALITÄT

wer Stahl verbraucht,
kennt dieses Zeichen

PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF



DEMAG

BETONBRECHER B 50

Das universelle Werkzeug jeder Baustelle

Ausführung und Umbau als

- BETONBRECHER
- RAMMHAMMER
- ZIEHGERÄT

Wir fertigen

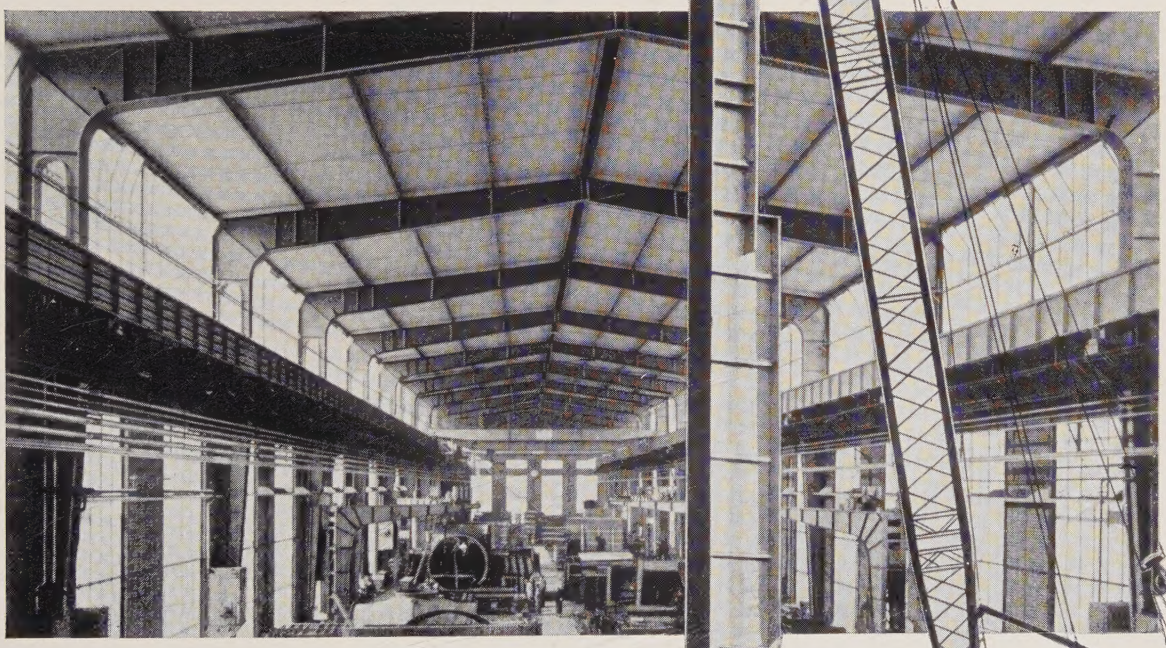
STAHLHOCHBAUTEN

aller Art wie:

INDUSTRIEBAUTEN: Stahlwerke
Walzwerke
Blechbearbeitungswerkstätten

HÜTTENWERKSANLAGEN: Hochofengerüste
Schrägaufzüge
Gießhallen
Maschinenhallen

Drahtseilbahnen · Gittermaste
Maschinenfundamente in Stahl

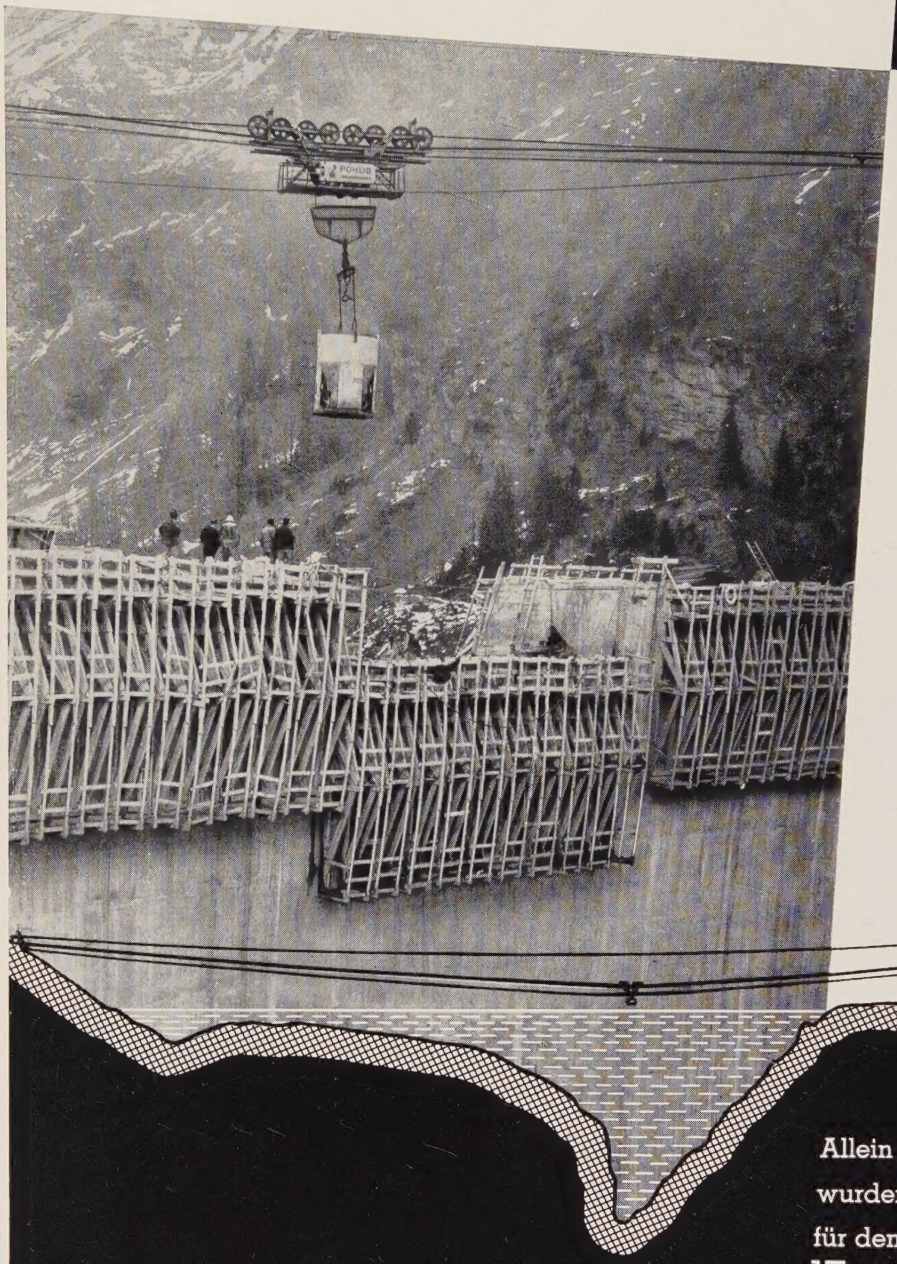


Moderne Werkstatthalle 130 x 22 m im Bergsenkungsgebiet mit neuzeitlichen Bergschädensicherungen

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

STERKRADE AKTIENGESELLSCHAFT · WERK STERKRADE

POHLIG-KABELKRANE



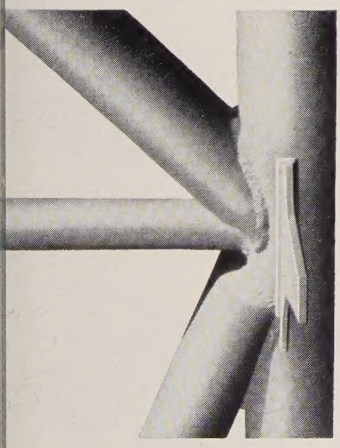
auch für den Bau der
Staumauer Zeuzier
des Kraftwerkes Lienne

Allein in der Schweiz
wurden in den letzten 6 Jahren
für den Bau von Staumauern
17 POHLIG-Kabelkrane eingesetzt
mit Tragkraft bis 20 t
Hubhöhen bis 275 m
Spannweiten bis 880 m
und Fahrgeschwindigkeiten
von mehr als 360 m/min.

J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN

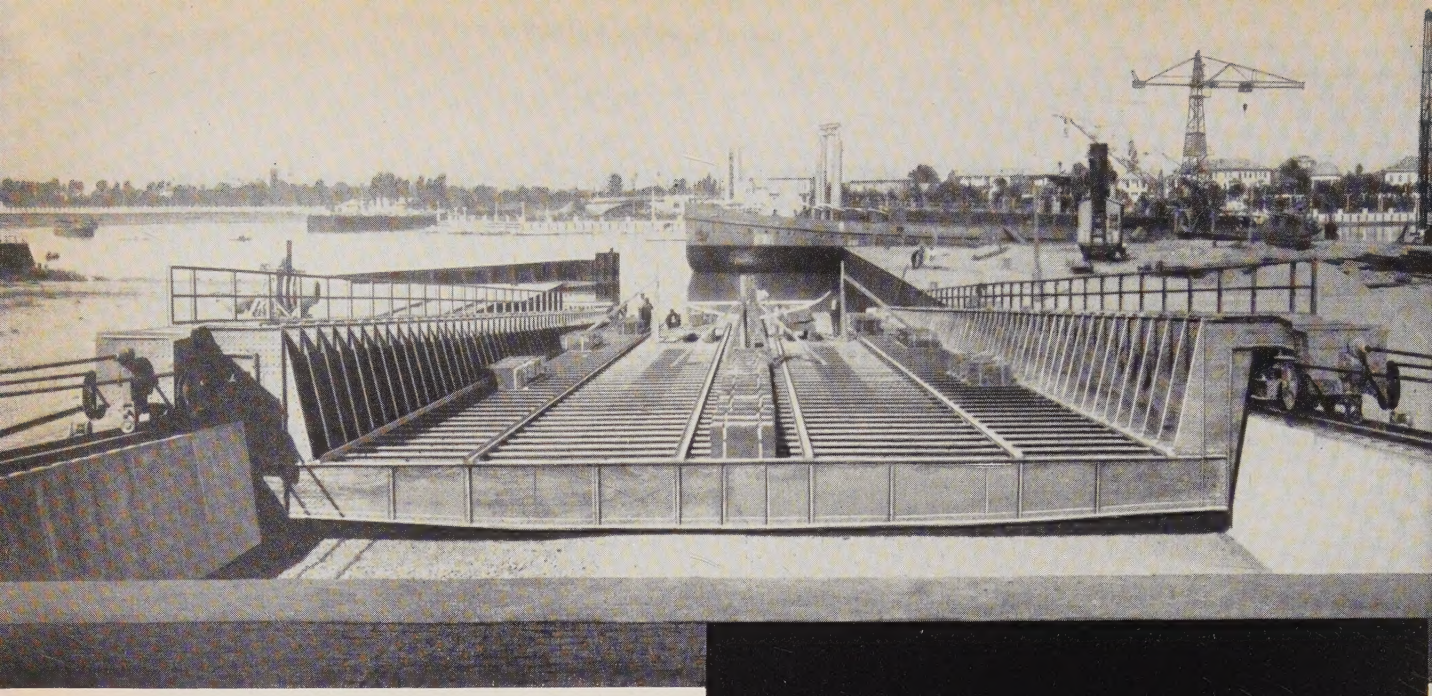
3/1

Riesige Hallen aus Rohr

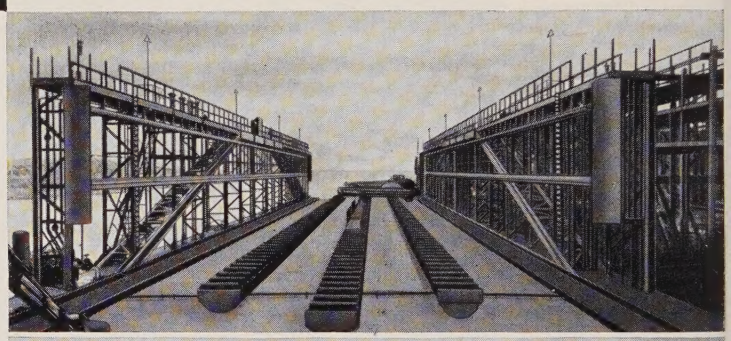


Die Güterumschlaghalle der Bundesbahn in Wanne-Eickel überdeckt eine Fläche von 9200 Quadratmetern. Sie ist damit die größte Halle dieser Art in Europa. Diese Mannesmann-Rohrkonstruktion ist 180 m lang und 51 m breit. Die Spannweite der Binder zwischen den Stützen beträgt 28,3 m. Trotz dieser riesigen Ausmaße wiegt die gesamte Rohrkonstruktion nur 390 t. Hallen- und Dachbauten in Mannesmann-Rohrkonstruktion erzielen Gewichtseinsparungen bis zu 60 % – ein Beweis für die hohe Wirtschaftlichkeit des modernen Stahlrohrbaues.

MANNESMANN VERKAUFSGEMEINSCHAFT DÜSSELDORF



Schiffsaufschleppen Schwimmdocks



von oben nach unten

Schiffsaufschleppe
mit einer Tragfähigkeit von 2000 t

Hebeponton mit 1700 t Tragfähigkeit

Stapellauf eines Hebepontons

Schwimmdock beim Fluten

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

DER
BAUINGENIEUR
EITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
RINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG
AHRGANG OKTOBER 1958 HEFT 10

Inhaltsübersicht

Seite

K 627.432.4
Prof. Dr. ***P. Cicin,*** *Wien:*
ie Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme
Mit 16 Abbildungen 367

K 624.072.2 : 624.012.46 : 624.04
Dr.-Ing. ***G. Kani,*** *Stuttgart:*
ber das Wesen der sogenannten Schubsicherung
Mit 21 Abbildungen 375

K 624.042 : 693.554 : 693.564
Dr.-Ing. ***H. Bufler,*** *München:*
n neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton
Mit 14 Abbildungen 382

K 626.8+627.8 : 621.311.21 (540)
Dipl.-Ing. ***D. Brenske,*** *Bombay/Indien:*
wässerung und Kraftgewinnung im neuen Indien
Mit 13 Abbildungen 388

Kurze Technische Berichte

K 624.84 (441.1)
anzösischer Bericht über Hubbrücken
Mit 10 Abbildungen 395

K 693.69 : 691.71
hlerne Vorhängewände. Mit 3 Abbildungen 398

K 627.842 : 669.71.013.5 : 621.311.21 (711)
e Druckstollen des Kemano-Kraftwerkes
Mit 5 Abbildungen 399

K 627.52 : 626 (282.3 Niagarafälle)
e Erhaltung der Niagara-Wasserfälle
Mit 3 Abbildungen 402

725.4 (73)
e sehen die neuen Industriebauten in den USA aus? 403

hbesprechungen 403

ıerscheinungen 405

schiedenes
Dr.-Ing. E. h. Walter Ahrens † S. 405. — Prof. Dr.-ıg. E. h. L. Leichtweiß † S. 405. — Zuschrift zum Aufıtz Hampe S. 406

teilungen aus der Industrie 406

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau
(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur",
Berlin-Wilmersdorf,
Heidelberger Platz 3,
Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgendmöglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur" erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3,
Fernsprecher: Sammelnummer 83 03 01.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,
Fernsprecher: 2 79 01—4.

DER BAUINGENIEUR

3. Jahrgang Oktober 1958 Heft 10

Die Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme

Von o. Professor Dr. **Paul Cicin,** Wien

DK 627.432.4

I. Einleitung

Unter den Wehrsystemen hat in neuerer Zeit das Klappenwehr wesentlich an Bedeutung gewonnen, seitdem durch Einführung der „Fischbauchklappe" das Anwendungsgebiet dieser Wehrart bedeutend erweitert werden konnte. Um diese Wandlung verstehen zu können, erscheint es angebracht, kurz auf die Entwicklung der Klappenwehre einzugehen und ihre charakteristischen Eigenheiten gegenüber den anderen Wehrsystemen hervorzuheben.

Walzen, Schützen und verwandte Verschlußarten lassen sich bei Hochwasser oder bei sonstigen Anlässen aus der Wehröffnung herausheben, wodurch die Durchflußöffnung völlig freigegeben werden kann. Dieses ist eines der hervorstechendsten Merkmale und Vorteile dieser Wehrsysteme. Um diese Bedingung erfüllen zu können, muß jedoch der von solchen Verschlüssen aufgenommene Staudruck durch den Tragkörper freitragend bis in die Pfeiler übergeleitet werden, womit — besonders bei großen Stützweiten — ein hoher Baustoffaufwand verbunden ist.

Noch ein weiterer Gesichtspunkt ist bei der Beurteilung der modernen Wehrverschlüsse zu berücksichtigen. Die Stauregelung und auch die Ableitung größerer Wassermengen soll vorzugsweise durch Überfall erfolgen. Diese Forderung ist jedoch mit den einfachen freitragenden Wehrverschlußsystemen nur in beschränktem Ausmaße möglich, denn sowohl die Versenkschützen und Versenkwalzen als auch die Anordnungen mit aufgesetzter Regulierklappe lassen nur eine beschränkte Überfallshöhe zu und müssen zudem bei zunehmendem Überschußwasser hochgezogen werden, wodurch, wenn auch nur vorübergehend, ein Überstau hervorgerufen wird.

Aus den vorgenannten Gründen ist man bereits in der Anfangszeit des Stahlwasserbaues dazu übergegangen, für solche Fälle, wo eine große Wehröffnung bei verhältnismäßig geringer Stauhöhe aufgestaut werden sollte, Klappenwehre zu bauen, die laufend in der Sohle abgestützt wurden und wobei die Regelung des Abflusses durch Umlegen oder Aufrichten der Klappen erfolgte.

Die ursprüngliche, einfachste Konstruktion dieser Art bestand aus einer versteiften Stauwand, an deren oberem Saum ein biegungssteifer Träger angeordnet war, der mit den Sohlengelenken durch eine Anzahl in abgemessenen Abständen angeordnete Querspanten verbunden wurde (Abb. 1). Der biegungssteife, waagrechte Träger wurde an seinen beiden Enden durch die zur Betätigung der Klappe vorgesehenen Hubmittel — Zahnstangen, Ketten oder dgl. — gehalten. Später hat man erkannt, daß eine derartige Bauart des Klappenwehres den wesentlichsten Vorteil des Systems unausgenutzt läßt, denn, trotz laufender Abstützung in der Wehrsohle, mußte sich der obere Saumträger über die ganze Wehröffnung frei tragen und dementsprechend große Biegungsmomente übernehmen.

Aus dieser Erkenntnis ist in der Folge das torsionssteife Klappenwehr entstanden, indem an Stelle des hochliegenden biegesteifen Längsträgers die Klappe an ihrem unteren Saum mit einer torsionssteifen Röhre versehen wurde, die drehbar in der Wehrsohle gelagert war (Abb. 2). Unter Ausnutzung der Verwindungssteifigkeit und der kontinuierlichen Lagerung in der Sohle war es dadurch bereits möglich, wesentlich größere Lichtweiten durch Klappenwehre abzuschließen. Allerdings war die Lagerung des Rohres in der Sohle verhältnismäßig umständlich und die Herstellung einer einwandfreien Schleifdichtung mit Schwierigkeiten verbunden.

Es bedeutete deshalb einen weiteren Fortschritt, als man dazu überging, das kreiszylindrische Rohr aus der

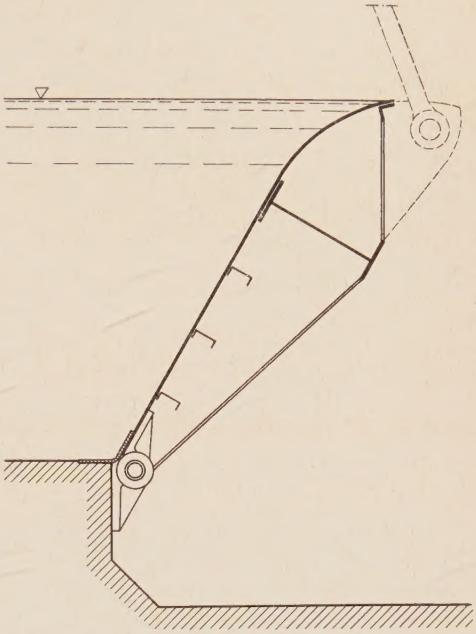


Abb. 1. Stauklappe mit biegungssteifem Randträger.

Drehachse der Klappe nach oben, in den Bereich ihres oberen Saumes, zu verlegen, da dadurch die Möglichkeit gegeben war, die unerwünschte Schleifdichtung durch ein biegsames Dichtungsband zwischen Wehrsohle und Klappe zu ersetzen (Abb. 3).

Der Anwendungsbereich des Klappenwehres wurde dadurch erweitert, blieb jedoch trotzdem auf kleinere und mittlere Ausführungen beschränkt, da das wichtigste Kon-

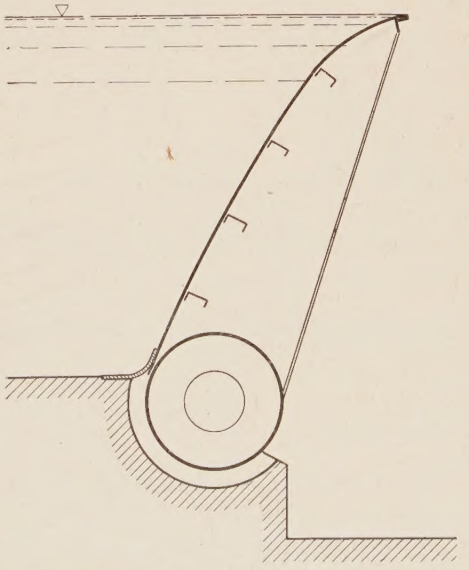


Abb. 2. Stauklappe mit torsionssteifer Röhre in der Drehachse der Klappe.

struktionselement — das torsionssteife Rohr — bei großen Lichtweiten einen verhältnismäßig großen Durchmesser und auch eine entsprechende Wandstärke erforderte.

Die vorgenannten Unzulänglichkeiten wurden durch die vom Verfasser im Jahre 1930 entwickelte Fischbauchklappe beseitigt. Das kennzeichnende Merkmal dieser neuen Bauart besteht darin, daß diese den torsionssteifen Zylinder mit der Stauwand zu einem einheitlichen, tor-

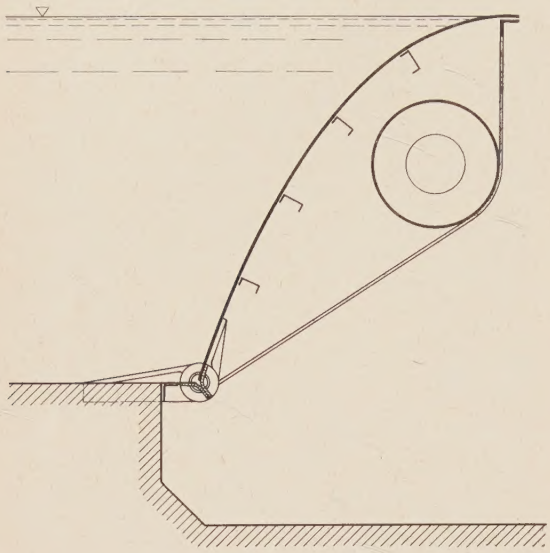


Abb. 3. Stauklappe mit torsionssteifer Röhre im Bereich des oberen Randes.

sionsfesten Hohlkörper verschmilzt, indem an die konvex nach Oberwasser gekrümmte zylindrische Stauwand ein konvex nach Unterwasser gewölbtes zylindrisches Mantelblech schubfest angeschlossen wird (Abb. 4). Es entsteht ein im Querschnitt linsenförmiger, fischbauchähnlicher Körper, der bei gleichem Aufwand an Baustoff eine viel

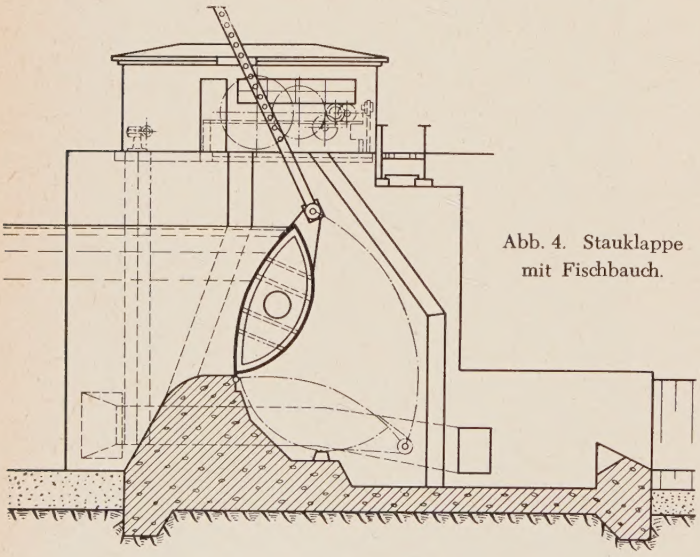


Abb. 4. Stauklappe mit Fischbauch.

größere Querschnittsfläche einschließt und dadurch ein Vielfaches der Torsionssteifigkeit und auch der Tragfähigkeit gegenüber der älteren Bauweise aufweist, bei der die torsionssteife Röhre ein selbständiges, von der Stauwand gelöstes Element bildet.

II. Allgemeine Berechnungsgrundlagen

Die Grundgleichung für einen dünnwandigen, zylindrischen Hohlkörper gleichbleibender Wandstärke ohne Biegungswiderstand ergibt für den Fall, daß die Schale lediglich durch ein Torsionsmoment beansprucht wird, die Torsionsspannung τ konstant für alle Punkte des Qu schnittes, und allgemein ergibt sich, daß auch bei wechse den Wandstärken $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ usw. die Produkte $\tau_1 \cdot {}_1\delta$ $\tau_2 \cdot \delta_2 = \tau_3 \cdot \delta_3$ konstant sind. Aus dieser Erkenntnis fo die zuerst von Bredt angegebene Formel für die du das Torsionsmoment M_d erzeugte Schubspannung

$$\tau = \frac{M_d}{2 \cdot F_0 \cdot \delta},$$

wobei F_0 die von der Mittellinie des Mantelbleches u schlossene Fläche und δ die Wandstärke bedeutet. A das mittlere gegenseitige Verdrehungsmaß zweier Qu schnitte des Hohlkörpers kann in einfacher Weise aus Arbeitsgleichung abgeleitet werden, wobei $\mathrm{d}u$ das U fangsdifferential und G der Schubmodul ist:

$$\Delta\vartheta = \frac{M_d}{4 F_0^2} \oint_u \frac{\mathrm{d}u}{\delta \cdot G} \cdot \Delta x .$$

Damit sind die rechnerischen Grundlagen für die auf re Torsion beanspruchte zylindrische Röhre ohne Wölbwic stand gegeben.

Die Anwendung dieser Formeln auf den fischbau förmigen Körper bei seiner besonderen Art der Lager in der Wehrsohle bedingt jedoch eine zusätzliche trachtung. Die einfache Anwendung der Formel von Br setzt nämlich die freie Verformbarkeit des Hohlkörp voraus, insbesondere muß angenommen werden, daß j Zylindererzeugende aus einer Geraden in eine gestre Schraubenlinie ungehindert übergehen kann. Dies ist doch bei der Fischbauchklappe besonders längs der Ka an der die Lagerkörper befestigt sind, nicht möglich; d die Lagerung werden vielmehr diese Punkte des Fi bauchkörpers, die in unbelastetem Zustand auf einer raden liegen, gezwungen, auch nach der durch die lastung hervorgerufenen Formänderung auf einer Gera eben auf der unveränderlichen Drehachse, zu blei Dieser Umstand bedingt, wie ohne weiteres ersichtlich satzkräfte in den Lagern und dadurch Zusatzspannu im Klappenkörper.

Die Art der genannten Zusatzkräfte wird am b verständlich, wenn man von einem statisch bestim Grundfall ausgeht, bei dem die auf den Fischbauchkö wirkenden Kräfte in den Querrahmenorten konzentrier greifen und nach Richtung und Größe alle gleich s ebensolche Kräfte von gleicher Größe, jedoch von entge gesetzter Richtung, sollen an den Lagerorten der Kl einwirken. Dann besteht für den ganzen Körper Gle gewicht, insofern an dem einen Ende für die Aufna des Torsionsmomentes gesorgt wird. Die Klappe k sich in allen Teilen frei verformen und die Angriffspu der Lagerkräfte werden sich nach der Formänderung einer schraubenlinienförmigen Kurve einstellen.

Von diesem Gleichgewichtszustand ausgehend, k somit gesagt werden, daß die Lagerkräfte im statisch bestimmten, der Wirklichkeit entsprechenden Zustand weit von demjenigen des statisch bestimmten Falles weichen werden, als es zur Erzeugung des durch die R bedingungen erforderlichen Zwanges notwendig ist. Abweichung ist verursacht einerseits durch die Krümm des Zylindermantels, auf dem diese Schraubenlinie l und andererseits dadurch, daß es sich im allgeme — entsprechend dem veränderlichen Verlauf des Tors momentes — um eine Schraubenlinie wechselnder gung handelt, die abgewickelt nicht in eine Gerade ü geht.

Bei der Aufstellung der Elastizitätsgleichungen w von einem anderen statisch bestimmten Grundzustand gegangen, bei dem die Klappe nur in den Endpun lagert, die Zwischenlager aber entfernt sind. Als bekannte treten dann in jedem Zwischenlagerpunkt je nach Größe und Richtung unbekannte Lagerkraft auf, in die Richtung der Hauptachsen des Fischbauch

nittes zerlegt wird. Bei einseitigem Antrieb ist das stem zweimal soviel statisch unbestimmt, als Zwischen-ger vorhanden sind.

Für den Rechnungsgang ist folgendes wesentlich: so-ohl jeder einzelne Hilfsangriff als auch die gegebene Be-stung im statisch bestimmten Grundfall erzeugen im all-meinen Biegungsmomente nach den beiden Achsrichtun-n und gleichzeitig Verwindungsmomente, wobei für die estimmung der Größe der letzteren die Lage desjenigen nktes im Querschnitt festgelegt werden muß, in dem e Einzelkräfte zu verlegen sind, wenn sie nur Biegungs-omente, aber keine Torsion erzeugen sollen. Dieser nkt, der bekanntlich nur bei zentralsymmetrischen Quer-nitten mit dem Schwerpunkt des Hohlkörpers zusammen-llt, aber naturgemäß beim einfach symmetrischen Quer-hnitt in der Symmetrieachse liegt, wird aus der Be-ngung gefunden, daß die Resultierende der Schub-annungen, wie sie sich aus der Annahme der linearen egungsspannungsverteilung im Querschnitt ergibt, eben rch diesen Punkt, den Schubmittelpunkt, gehen muß.

Der Fischbauchquerschnitt ist ein einfach zusammen-ingender geschlossener Querschnitt. Für einen solchen uß die Bestimmung des Schubmittelpunktes in zwei echnungsgängen erfolgen. Beim ersten Rechnungsgang ird der Querschnitt an einer Stelle aufgeschnitten gedacht, daß für diesen Fall der Schubmittelpunkt nach den egeln für die offenen Profile bestimmt werden kann. Für n einfach symmetrischen Querschnitt wird zweck-äßigerweise der Schlitz in die Symmetrieebene gelegt, vorliegendem Falle im Schnittpunkt des unterwasser-itigen Mantelbleches mit der Symmetrieachse Y–Y.

Außer den beiden Koordinaten x–y wird noch eine nfangskoordinate u von der Schlitzstelle ausgehend ein-führt. Zur Bestimmung des Schubflusses sind die Träg-itsmomente und die statischen Momente um die Haupt-ısen für die einzelnen Punkte des Umfanges, bezogen f die zugehörige Hauptachse, zu ermitteln (Abb. 6):

$$S_y = \int x \cdot \mathrm{d}F; \quad x = R \cdot \sin\alpha; \quad \mathrm{d}F = \delta \cdot R \cdot \mathrm{d}\alpha;$$

$$S_y = \delta \cdot R^2 \cdot \int_{\alpha}^{\alpha_n} \sin\alpha \cdot \mathrm{d}\alpha = \delta \cdot R^2 \cdot (\cos\alpha - \cos\alpha_n).$$

r Schubfluß ergibt sich dann zu:

$$\tau = \frac{Q_x \cdot S_y}{\delta \cdot I_y}; \qquad \tau \cdot \delta = t = \frac{Q_x \cdot S_y}{I_y},$$

bei in vorliegendem Falle die statischen Momente durch egration bestimmt werden können. Das Moment des ubflusses, bezogen auf einen zweckmäßig zu wählen-ı Bezugspunkt, ergibt sich, wenn r_u den Abstand der ngente in u vom Bezugspunkt bedeutet, zu:

$$\int_0^{u_n} t \cdot r_u \cdot \mathrm{d}u = \frac{Q_x}{I_y} \cdot \int_0^{u_n} S_y \cdot r_u \cdot \mathrm{d}u = Q_x \cdot y_M,$$

raus zunächst die Lage y_M des Schubmittelpunktes für einfach-symmetrische Profil folgt:

$$y_M = \frac{1}{I_y} \int_0^{u_n} S_y \cdot r_u \cdot \mathrm{d}u.$$

hier zugrunde gelegte Schubfluß ist an der Schnitt-le unterbrochen und gleich Null; er entspricht infolge-sen nicht dem tatsächlichen Verlauf. Um für den ein-ı zusammenhängenden Querschnitt, wie er bei der chbauchklappe vorliegt, den richtigen Schubflußverlauf ll daraus auch die richtige Lage des Schubmittelpunktes erhalten, muß noch ein Torsionsschubfluß τ^*, ent-echend einem äußeren Versetzungsmoment, überlagert rden. Die endgültige Lage des Schubmittelpunktes be-mmt sich aus der Forderung, daß dieses Versetzungs-nent und der daraus sich ergebende Torsionsschubfluß eine solche Größe annehmen muß, daß der Drillwinkel aus dem resultierenden Schubfluß verschwindet. Es muß infolgedessen zunächst allgemein die Gleichung erfüllt sein:

$$\oint_u \left(\tau^* + \frac{Q_x \cdot S_y}{I_y}\right) \cdot \frac{\mathrm{d}u}{\delta \cdot G} = 0.$$

Bezeichnet man den Abstand zwischen dem ursprünglichen und dem endgültigen Schubmittelpunkt — beide liegen in unserem Falle in der Symmetrieachse Y–Y — mit Δy_M, so lautet der Ausdruck für den Torsionsschubfluß im geschlossenen Querschnitt (Bredtsche Formel)

$$\tau^* = -\frac{Q_x \cdot \Delta y_M}{2 F_0}.$$

Der Ausdruck ist negativ anzusetzen, weil er an der Schnittstelle entgegengesetzt dem Sinne der wachsenden u-Werte wirkt. Setzt man die Ausdrücke der beiden Teilschübe in die vorstehende Gleichung ein, so erhalten wir

$$Q_x \cdot \left[-\frac{\Delta y_M}{2 F_0} \oint_u \frac{\mathrm{d}u}{\delta \cdot G} + \frac{1}{I_y} \oint_u \frac{S_y}{\delta \cdot G} \cdot \mathrm{d}u\right] = 0,$$

woraus Δy_M, d. h. der Abstand des endgültigen Schubmittelpunktes von demjenigen des ursprünglich ermittelten, folgt:

$$\Delta y_M = +\frac{2 F_0}{I_y} \frac{\oint \frac{S_y}{\delta} \cdot \mathrm{d}u}{\oint \frac{\mathrm{d}u}{\delta}}.$$

Nachstehend werden die Ergebnisse der Rechnung für eine 14fach statisch unbestimmt gelagerte Fischbauchklappe wiedergegeben. Zugrunde gelegt wurde die größte Einheit der Wehranlage Schäfergrund, die zugleich die größte bisher ausgeführte Fischbauchklappe darstellt. Die Lichtweite beträgt 50 m bei einer Stauhöhe von 6,40 m. Die Klappe wurde in Mitte Öffnung ohne Zwischenpfeiler geteilt, so daß zwei einseitig angetriebene Klappen von je 25 m Länge bei 6,40 m Stauhöhe vorliegen. Die Querschnittsgestalt und die sonstigen Abmessungen sind aus der Abb. 5 ersichtlich.

Nachstehend die Ergebnisse der Rechnung:

Die Trägheitsmomente um die Symmetrieachse Y–Y für die drei verschiedenen Wandstärken der Mantelbleche ergeben sich zu:

$$I_{y\,\mathrm{I}} = 101\,413\,816\ \mathrm{cm}^4; \quad I_{y\,\mathrm{II}} = 90\,113\,833\ \mathrm{cm}^4;$$
$$I_{y\,\mathrm{III}} = 83\,760\,538\ \mathrm{cm}^4.$$

Die analogen Werte für die dazu senkrechte X-Achse sind:

$$I_{x\,\mathrm{I}} = 19\,915\,654\ \mathrm{cm}^4; \quad I_{x\,\mathrm{II}} = 17\,334\,544\ \mathrm{cm}^4;$$
$$I_{x\,\mathrm{III}} = 15\,607\,059\ \mathrm{cm}^4.$$

Die Lage der Schwerpunkte bzw. deren Abstand von der Querschnittsebene beträgt (Abb. 6):

$$y_{s\,\mathrm{I}} = 58{,}2\ \mathrm{cm}; \quad y_{s\,\mathrm{II}} = 57{,}6\ \mathrm{cm}; \quad y_{s\,\mathrm{III}} = 51{,}1\ \mathrm{cm}.$$

Für die drei Abschnitte ergeben sich für den offenen Querschnitt nachstehend angeführte Werte für die Lage des Schnittmittelpunktes in bezug auf den Schwerpunkt:

$$y_{M\,\mathrm{I}} = 132{,}26\ \mathrm{cm}; \quad y_{M\,\mathrm{II}} = 131{,}23\ \mathrm{cm}; \quad y_{M\,\mathrm{III}} = 127{,}46\ \mathrm{cm}.$$

Für den geschlossenen Querschnitt beträgt die Verschiebung in Richtung Rückenblech für die drei Abschnitte:

$$\Delta y_{M\,\mathrm{I}} = 227{,}8\ \mathrm{cm}; \quad \Delta y_{M\,\mathrm{II}} = 226{,}00\ \mathrm{cm}; \quad \Delta y_{M\,\mathrm{III}} = 205{,}95\ \mathrm{cm}.$$

Der statisch bestimmte Grundfall für die Klappenlagerung wurde — wie bereits erwähnt — durch Beseitigung aller Zwischenlager hergestellt. Die zugrunde zu legende äußere Belastung wurde aus der Annahme ermittelt, daß die Klappe bei Aufrechterhaltung des Stau-

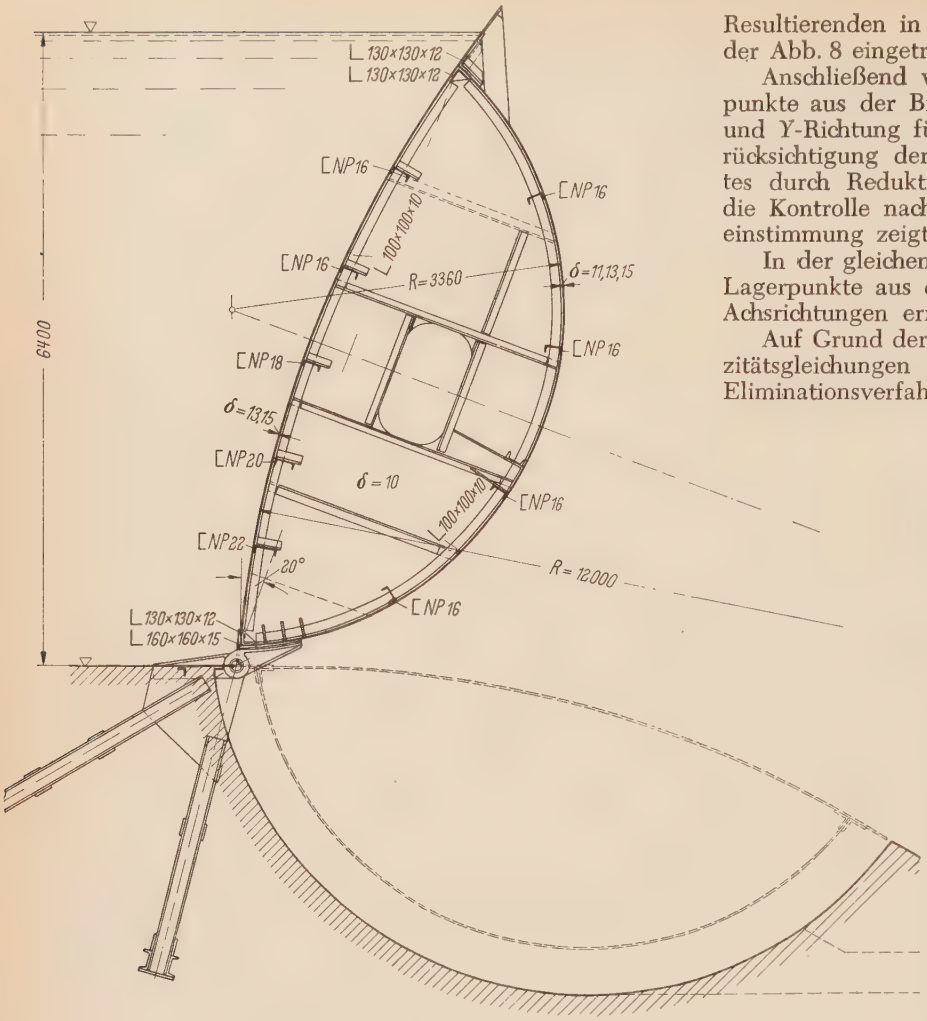


Abb. 5. Fischbauchklappe — normaler Querrahmen.

spiegels so weit umgelegt ist, daß sich die größte Wasserauflast bei Überströmung ergibt. Diese Lage entspricht einer Neigung der Klappensehne von ungefähr 20° gegen die Waagrechte (Abb. 8). In dieser Stellung beträgt der Wasserdruck pro lfd. Meter: 27,50 t/m, die Lage dieser

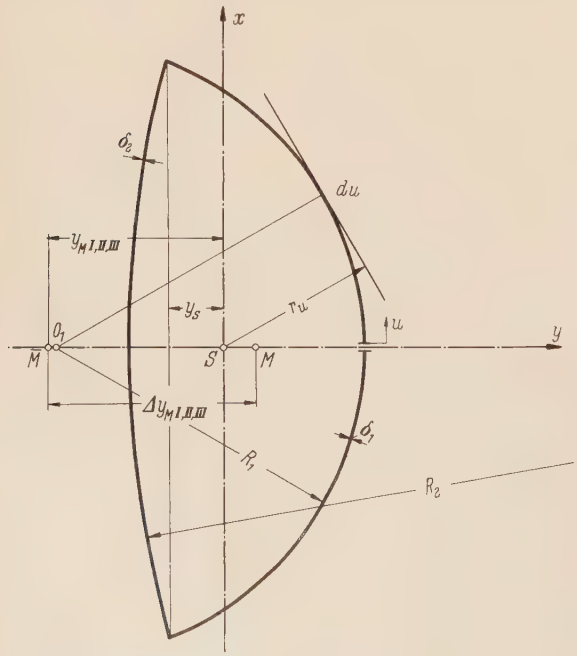


Abb. 6. Lage des Schwerpunktes und des Schubmittelpunktes.

Resultierenden in bezug auf den Schubmittelpunkt is der Abb. 8 eingetragen.

Anschließend wurden die Verschiebungen der La punkte aus der Biegewirkung und Verdrehung in der und Y-Richtung für die einzelnen Hilfsangriffe unter rücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmom tes durch Reduktion der Momentfläche errechnet, wo die Kontrolle nach dem Maxwellschen Satz gute Ü einstimmung zeigte.

In der gleichen Weise wurden die Verschiebungen Lagerpunkte aus der äußeren Belastung nach den bei Achsrichtungen errechnet.

Auf Grund der so ermittelten Werte wurden die Ela zitätsgleichungen aufgestellt und nach dem Gaußsc Eliminationsverfahren die Unbekannten ermittelt. A hier zeigten die zur Verfügung henden Kontrollen, insbesondere Probe durch Einsetzen in die Elas tätsgleichungen, einwandfreie Ü einstimmung.

Schließlich wurden durch Ü lagerung der statisch unbestimm Werte zu denjenigen des statisch stimmten Grundfalles die endg gen Lagerkräfte und in der F die Biegungsmomente, Torsi momente und Querkräfte bestim Diese Ergebnisse sind tabella und graphisch in der Tabelle 1 Abb. 7 zusammengestellt.

Das allgemeine Ergebnis wie folgt zusammengefaßt wer Sowohl bei den X- als auch bei Y-Komponenten der Lagerk überlagert sich dem statisch besti ten Grundsystem ein zusätzl Gleichgewichtssystem, das die Verdrehung und Verbiegung getretene Verformung des un Klappenrandes wieder rückgä macht. Die Lagerkräfte im mittleren Bereich ersch gegenüber einer gleichmäßigen Verteilung beträchtlic steigert und in ihrem Verlauf unregelmäßig. Bei de wertung des Einflusses dieser großen Kräfte auf Klappenkörper, insbesondere auch auf die Anschlüsse Lagerkörper, ist jedoch zu berücksichtigen, daß das vorhandene Spiel in den Klappengelenken eine wesent Herabsetzung der hier für absolut starre Verbindung rechneten Lagerkräfte herbeiführt.

Bemerkenswert ist der Verlauf des Torsionsmom M_d (Abb. 7). Trotz der stark ungleichmäßigen Verte der Lagerkräfte ergibt sich ein praktisch lineares Anst desselben vom nichtangetriebenen zum angetrieb Ende. Dieses wichtige Ergebnis zeigt, daß die Näher berechnung unter der vereinfachenden Annahme, daß Lagerkräfte sich gleichmäßig über die ganze Länge teilen, im allgemeinen zulässig ist.

In bezug auf die Biegungsmomente ist hervorzuhe daß sich die größeren Werte in Richtung der Klap sehne, d. h. der X-Achse, ergeben (Abb. 7 u. 8), was au größere Biegungssteifigkeit in dieser Richtung zurü führen ist.

Die Biegungsmomente in Richtung der Y-Achse, annähernd in Richtung des Wasserdruckes, sind r gering. Rechnet man aus dem ermittelten Biegungsmo den Lastenanteil, der durch die Biegung übernommen so gelangt man ungefähr auf ein Zehntel des gesa Wasserdruckes. Der Rest, d. h. etwa neun Zehntel, den durch die Torsionswirkung in die Abstützung an getriebenen Ende übertragen.

Der Querkraftverlauf ist bestimmt durch die der Wasserbelastung und durch die Lagerkräfte; die

Tabelle 1. Tabellarische Zusammenstellung aus der statisch unbestimmten Rechnung.

	A	1	2	3	4	5	6	7	B
[t]	− 1,365	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 1,365
[t]	+ 46,503	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 46,503
[t]	+ 57,342	− 40,169	− 33,950	+ 135,632	− 280,781	+ 186,412	− 75,420	− 24,649	+ 53,743
[t]	+ 71,933	+ 61,419	+ 131,993	+ 37,255	+ 162,186	+ 33,913	+ 90,613	+ 60,855	+ 93,881
[tm]	—	+ 183,459	+ 249,922	+ 218,822	+ 620,103	+ 152,475	+ 275,916	+ 172,200	—
[tm]	—	+ 79,469	+ 60,228	+ 162,822	+ 91,194	+ 235,753	+ 195,647	+ 148,063	—
[t/cm²]	—	− 0,040	− 0,030 − 0,034	− 0,093	− 0,052 − 0,054	− 0,139	− 0,116	− 0,087	—
[t/cm²]	—	+ 0,061	+ 0,046 + 0,053	+ 0,143	+ 0,080 + 0,093	+ 0,240	+ 0,199	+ 0,151	—
[t/cm²]	—	∓ 0,060	∓ 0,081 ∓ 0,092	∓ 0,080	∓ 0,228 ∓ 0,245	∓ 0,060	∓ 0,109	∓ 0,068	—
[t/cm²]	—	∓ 0,056	∓ 0,077 ∓ 0,087	∓ 0,076	∓ 0,215 ∓ 0,231	∓ 0,057	∓ 0,103	∓ 0,064	—
[t]		+ 58,707	+ 21,268	− 9,952	+ 128,410	− 149,641	+ 39,501	− 33,189	− 55,108
[t]		+ 25,430	− 6,157	+ 32,830	− 22,921	+ 46,259	− 12,834	− 15,227	− 47,378
[t/cm²]		+ 0,042	+ 0,015	− 0,008	+ 0,105	− 0,144	+ 0,038	− 0,032	− 0,053
[t/cm²]		+ 0,042	− 0,010	+ 0,063	− 0,044	+ 0,105	− 0,029	− 0,035	− 0,108
[t/m]	1997,920	+ 1733,814	+ 1623,783	+ 1273,019	+ 1081,022	+ 833,099	+ 636,617	+ 450,261	+ 324,390
[t/cm²]		+ 0,517	+ 0,484	+ 0,438	+ 0,372	+ 0,339	+ 0,259	+ 0,183	+ 0,132
[t/cm²]		0,824	0,807	0,778	0,472	0,848	0,407	0,390	0,332
[t/cm²]		0,969	0,866	0,759	0,838	0,415	0,568	0,329	0,204
[t/cm²]		0,969	0,859	0,872	0,752	0,803	0,509	0,392	0,421

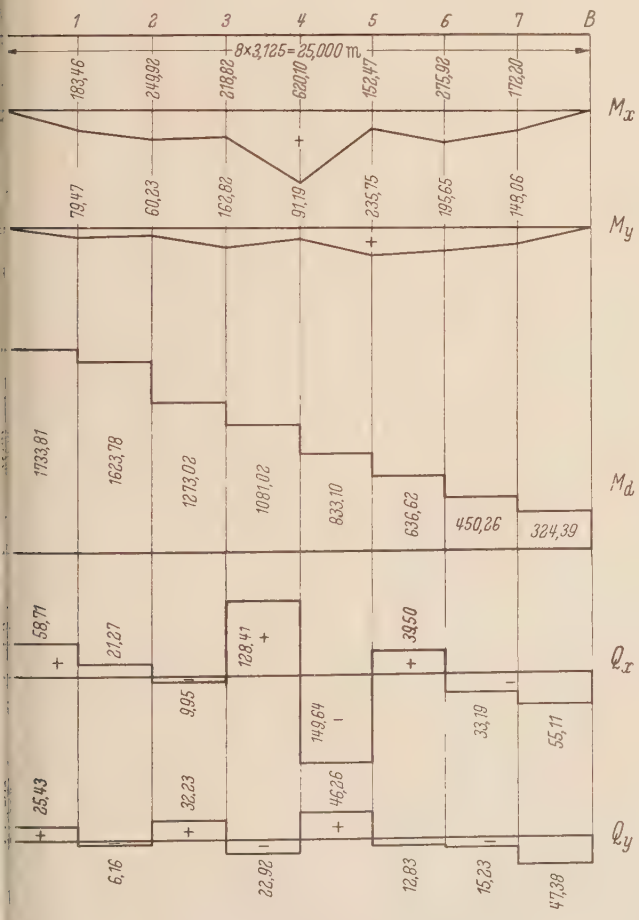


Abb. 7. Verlauf der Biegungs- und Torsionsmomente sowie der Querkräfte.

M_x, aus den Kräften X, positiv, wenn unten Zug!
M_y, aus den Kräften Y, positiv, wenn rechts Zug!
M_d positiv, wenn vom nicht-angetriebenen Ende her Drehrichtung im Uhrzeigersinn!

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{v\,1} &= \sqrt{\sigma_1^2 + 3\,(\tau_d - \tau_x)^2} \\ \sigma_{v\,2} &= \sqrt{\sigma_2^2 + 3\,(\tau_d + \tau_x)^2} \\ \sigma_{v\,5,6} &= \sqrt{\sigma_{5,6}^2 + 3\,(\tau_d + \tau_y)^2} \end{aligned}\right\} \text{Vergleichsspannungen}$$

R_x, R_y Komponenten der Resultierenden aus Wasserdruck und Eigengewicht in Richtung der Hauptachsen!
X, Y Komponenten der Lagerdrücke in Richtung der Hauptachsen!

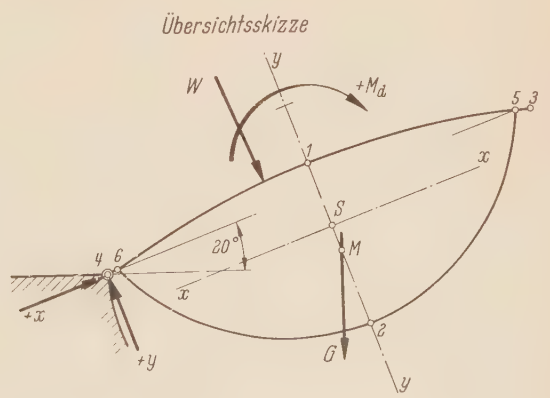


Abb. 8. Übersichtsskizze zu der Tabelle 1 und Abb. 7.

kraft am angetriebenen Ende liefert mit dem entsprechenden Hebelarm multipliziert den Anteil, der, zum eigentlichen Torsionsmoment hinzugezählt, das vom Antrieb zu übernehmende gesamte Drehmoment liefert.

Die Ergebnisse der vorbeschriebenen Untersuchung, insbesondere die großen Schwankungen in der Größe der Lagerkräfte, gaben Anlaß, eine zweite Ermittlung der statisch unbestimmten Lagerreaktionen durchzuführen, bei der ein Spiel in den Drehlagern in der Richtung der X-Achse vorausgesetzt wurde. Die Vermutung, daß durch eine solche Maßnahme die Schwankungen in den Lagerreaktionen ermäßigt werden, hat sich bestätigt. Die Resultate sind in der Tabelle 2 und in den Schaubildern Abb. 10 zusammengestellt. In den Beanspruchungen des Klappenkörpers treten wohl keine wesentlichen Abweichungen gegenüber der ursprünglich angenommenen Lagerungsart ein; doch sind die Zwängungsspannungen, die eine Lockerung der Anschlüsse der Drehlager an der Klappe bzw. an der Sohle zur Folge haben könnten, wesentlich gemildert. Es empfiehlt sich daher, insbesondere bei großen Klappen, von einer solchen Maßnahme Gebrauch zu machen.

III. Bauliche Durchbildung

1. Allgemeines

Die Querschnittsgestaltung der in der Regel aus zwei kreiszylindrischen Mantelblechen gebildeten Fischbauchklappe ist dadurch gekennzeichnet, daß das oberwasserseitige Mantelblech — die Stauwand — im allgemeinen eine wesentlich geringere Krümmung aufweist als das unterwasserseitige.

Die Größe der Stauwandkrümmung bestimmt sich vornehmlich aus hydraulischen Überlegungen, wobei sowohl der Druckverlauf längs der Stauwand als auch die Strömungsverhältnisse im anschließenden Tosbecken maßgebend sind. Eine größere Krümmung der Stauwand hat zunächst den Vorteil, daß die Wasserauflast bei Überströmung eine gewisse Abnahme erfährt und die Ergiebigkeit des Überfalles entsprechend zunimmt; mit Rücksicht auf die erforderliche Stabilität des Strahles kann jedoch von dieser Maßnahme nur in beschränktem Umfange Gebrauch gemacht werden. Jedenfalls sollte bei der Festlegung der Stauwandform stets von der Gesamtanordnung der Stauanlage ausgegangen werden. Die auftretenden Fragen lassen sich dabei am besten durch Modellversuche im Glasgerinne klären und durch Vergleich verschiedener Varianten die optimale Anordnung treffen. In den Abbildungen sind die Meßergebnisse solcher Versuche graphisch aufgetragen. Insbesondere zeigt die vorerwähnte Abb. 9 den Verlauf des dynamischen Druckes für eine bestimmte Klappenlage, während Abb. 11 den Verlauf der Drehmomente aus der Wasserauflast und die Wasserauflast

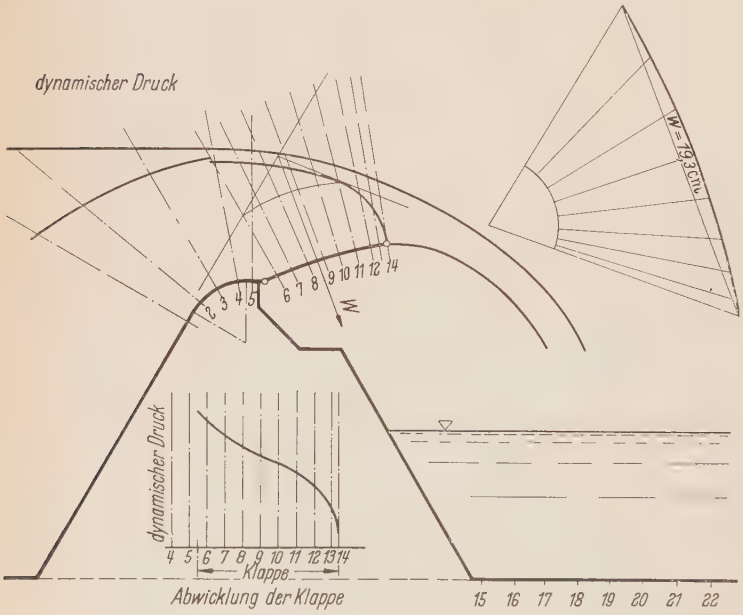


Abb. 9. Verlauf des dynamischen Druckes auf die teilweise umgelegte Klappe.

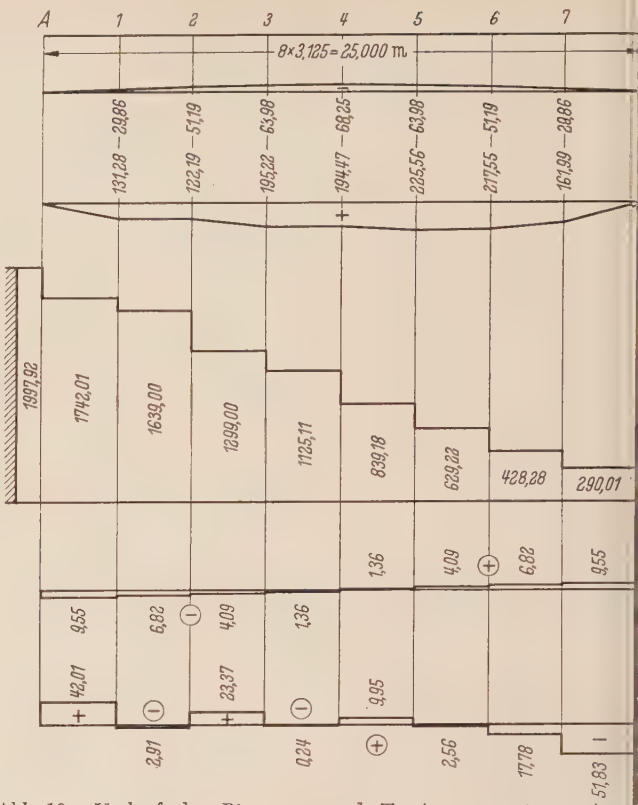


Abb. 10. Verlauf der Biegungs- und Torsionsmomente sowie Querkräfte für in der x-Richtung verschiebliche Drehlager.

selbst für verschiedene Klappenneigungen veranschaulic Man erkennt aus Abb. 11, daß der Größtwert der Dr momente bei einer mittleren Klappenneigung erreicht wi woraus die bereits oben erwähnte Bedeutung der St wandkrümmung hervorgeht.

Durch den Umstand bedingt, daß die Fischbauchkla fest mit der Sohle verbunden ist, ist die Freihaltung Tosbeckens von Sandablagerungen von besonderer Bed tung. Dort, wo an der Wehrstelle eine feste Schwelle v handen ist und die umgelegte Klappe im Schutze des fe Wehrabsatzes liegt, ist eine wirksame Spülung des T beckens in einfacher Weise unmittelbar vom Pfeiler m lich (Abb. 4). Für den Fall jedoch, daß die Wehrso

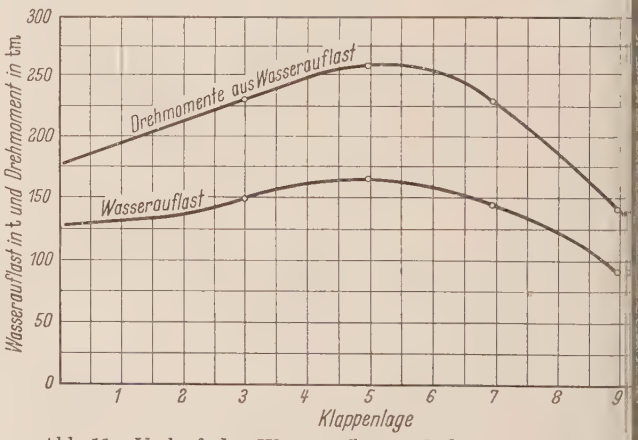


Abb. 11. Verlauf der Wasserauflast und der Drehmomente für verschiedene Klappenstellungen.

ohne Absatz durchgeführt werden muß und die Klappe eine Wehrgrube versenkt wird, ist eine besondere Sp vorrichtung durch einen Längskanal im festen Wehrkör erforderlich. Eine solche Anordnung, wie sie bei ei Versuchsklappe vom Wasserbauamt Oppeln seinerzeit sehr gutem Erfolg angewendet worden ist, ist in Abb. 12 im Querschnitt dargestellt.

Tabelle 2. Tabellarische Zusammenstellung der Ergebnisse aus der statisch unbestimmten Rechnung für in der x-Richtung frei verschiebliche Drehlager.

	A	1	2	3	4	5	6	7	B
[t]	− 1,365	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 2,730	− 1,365
[t]	+ 46,503	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 93,006	+ 46,503
[t]	− 10,920	—	—	—	—	—	—	—	− 10,920
[t]	+ 88,512	+ 48,088	+ 119,285	+ 69,398	+ 103,191	+ 80,497	+ 77,787	+ 58,955	+ 98,335
x [tm]	—	− 29,859	− 51,188	− 63,984	− 68,250	− 63,984	− 51,188	− 29,859	—
y [tm]	—	+ 131,278	+ 122,188	+ 195,219	+ 194,475	+ 225,559	+ 217,553	+ 161,988	—
[t/cm²]	—	− 0,066	− 0,061 − 0,069	− 0,111	+ 0,111 − 0,115	− 0,133	− 0,129	− 0,095	—
[t/cm²]	—	+ 0,100	+ 0,093 + 0,108	+ 0,171	+ 0,170 + 0,198	+ 0,230	+ 0,221	+ 0,165	—
4 [t/cm²]	—	± 0,010	± 0,017 ± 0,019	± 0,024	± 0,025 ± 0,027	± 0,025	± 0,020	± 0,012	—
6 [t/cm²]	—	± 0,009	± 0,016 ± 0,018	± 0,022	± 0,024 ± 0,026	± 0,024	± 0,019	± 0,011	—
[t]		− 9,555	− 6,825	− 4,095	− 1,365	+ 1,365	+ 4,095	+ 6,825	+ 9,555
[t]		+ 42,009	− 2,909	+ 23,370	− 0,238	+ 9,947	− 2,562	− 17,782	− 51,832
[t/cm²]		− 0,007	− 0,005	− 0,004	− 0,001	+ 0,001	+ 0,004	+ 0,007	+ 0,009
[t/cm²]		+ 0,070	− 0,005	+ 0,045	—	+ 0,023	− 0,006	− 0,041	− 0,118
d [tm]	1997,920	+ 1742,009	+ 1638,996	+ 1299,005	+ 1125,110	+ 839,181	+ 629,220	+ 428,277	+ 290,012
[t/cm²]		+ 0,520	+ 0,488	+ 0,447	+ 0,387	+ 0,341	+ 0,255	+ 0,174	+ 0,118
1 [t/cm²]		0,916	0,856	0,788	0,680	0,604	0,454	0,316	0,211
2 [t/cm²]		0,893	0,842	0,785	0,690	0,635	0,504	0,383	0,274
5,6 [t/cm²]		1,022	0,854	0,852	0,670	0,631	0,453	0,373	0,408

Die Wahl der Krümmung des unterwasserseitigen antelbleches richtet sich vornehmlich nach den statischen fordernissen. Durch die Möglichkeit, diese Krümmung nerhalb gewisser Grenzen zu variieren bzw. zu verößern, kann die von der Beplankung umschlossene Quernittsfläche so groß gewählt werden, daß die Wandrken in wirtschaftlicher Weise dem Momentenverlauf gepaßt werden können.

2. Der Klappenkörper

Die Mantelbleche sind entsprechend der Art ihrer Bespruchung ausgesteift. Die Aussteifungen bestehen in der Regel aus vollwandigen Querrahmen, an denen die Längsversteifungen angeschlossen sind. Der gegenseitige Abstand der Querscheiben richtet sich nach den Abmessungen des Hohlkörpers und bestimmt dadurch auch die Verteilung der an den Querrahmen unmittelbar befestigten Drehlager. Den Längsversteifungen fällt auf der Oberwasserseite die Aufgabe zu, das gewölbte Mantelblech bei der Aufnahme des unmittelbaren Wasserdruckes zu unterstützen und dieses gleichzeitig gegen Ausbeulen zu sichern. Die Längsaussteifungen des unterwasserseitigen Mantelbleches dienen nur der Beulsicherung, da dieses keiner äußeren Belastung unterliegt.

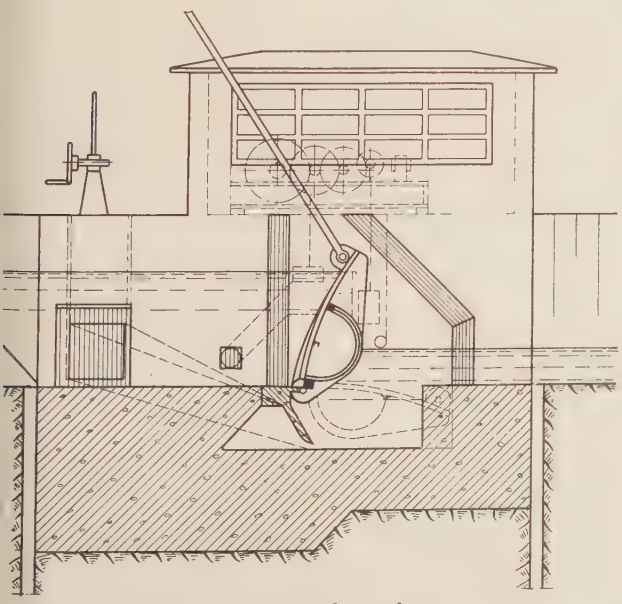


Abb. 12. Wehrgrubenspülung.

Die Querrahmen stehen demnach einerseits unter der Wirkung des anteiligen, unmittelbaren Wasserdruckes und anderseits der Lagerreaktion. Diese beiden Kräfte ergeben im wesentlichen ein Kräftepaar, das durch einen annähernd gleichmäßig über den Querrahmenumfang verteilten Schubfluß auf die Mantelbleche übertragen wird und den Zuwachs des Torsionsmomentes im Klappenkörper hervorruft. Dieses aus den äußeren Kräften und aus dem Schubfluß gebildete Gleichgewichtssystem ist auch für die Bemessung des Querrahmens maßgebend.

Der Endquerrahmen am angetriebenen Ende ist besonders hohen Belastungen ausgesetzt, da hier die Aufnahme des größten aus dem Wasserdruck und aus dem Eigengewicht sich ergebenden Drehmomentes durch die Antriebsorgane zu erfolgen hat. Falls der Antrieb durch eine unmittelbar an dem Endquerrahmen angreifende Zugstange erfolgt, ist der Endrahmen durch das Kräftepaar – Zugstangenkraft – Lagerreaktion — und durch den längs des Klappenanschlusses übertragenen Schubfluß beansprucht.

Besondere Aufmerksamkeit ist der Sicherung sowohl der Beplankung als auch der Aussteifungen gegen Ausbeulen bzw. Ausweichen zu schenken. Beim Vorliegen eines reinen Torsionsspannungszustandes besteht dieser aus einer doppelten Schar sich rechtwinklig überschneiden-

der schraubenlinienförmiger Spannungstrajektorien, von denen die eine Schar aus Druckspannungen und die andere aus Zugspannungen gebildet wird. Das orthogonale Netz, bestehend aus den Längs- und Querversteifungen, hat die

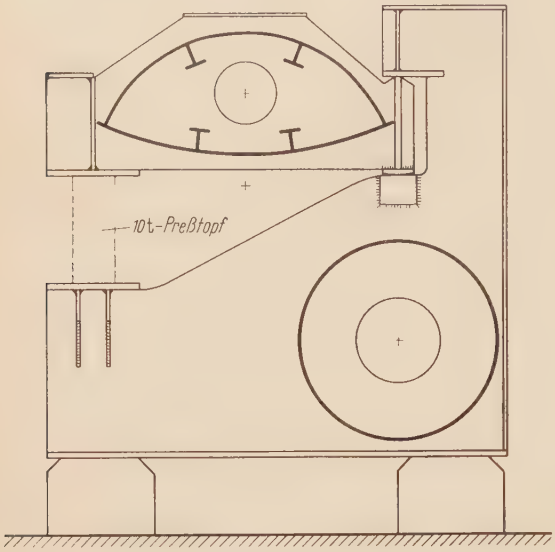


Abb. 13. Versuchseinrichtung, Querschnitt.

Aufgabe, die Blechhaut gegen das Auftreten der diagonal verlaufenden Beulungswellen [1] zu sichern. Die rechnerische Erfassung der auftretenden Probleme ist nicht immer möglich; für die Klärung grundsätzlicher Fragen sind planmäßig durchgeführte Versuchsreihen nicht zu entbehren.

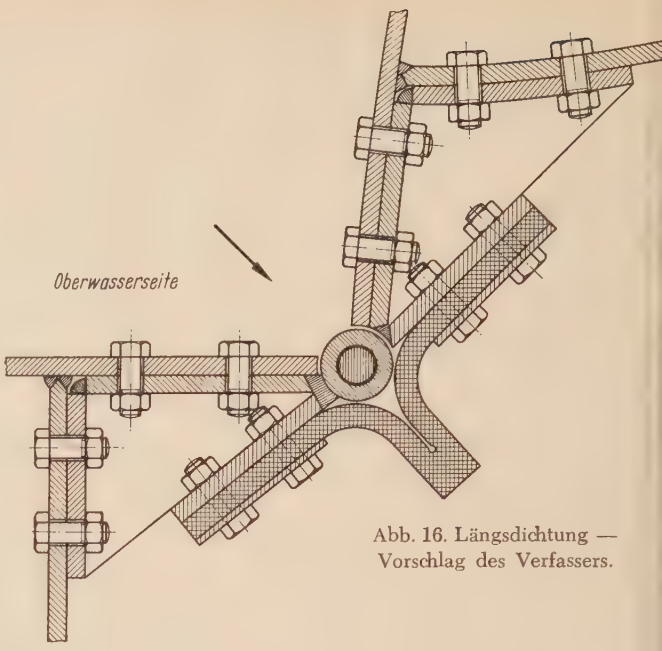


Abb. 16. Längsdichtung — Vorschlag des Verfassers.

Es ist geplant, Versuche an einem Modell gem Abb. 13 u. 14 durchzuführen. Durch die Art der Versuc anordnung ist es möglich, beliebig große Torsionsmome in den Versuchskörper einzuleiten, ohne daß eine Veran rung im Fundament erforderlich wird.

Die geschweißte Ausführung bietet mehr Freiheit der Gestaltung und entspricht besser der Eigenart Bauweise als die genietete, wobei auch die Kontinuität

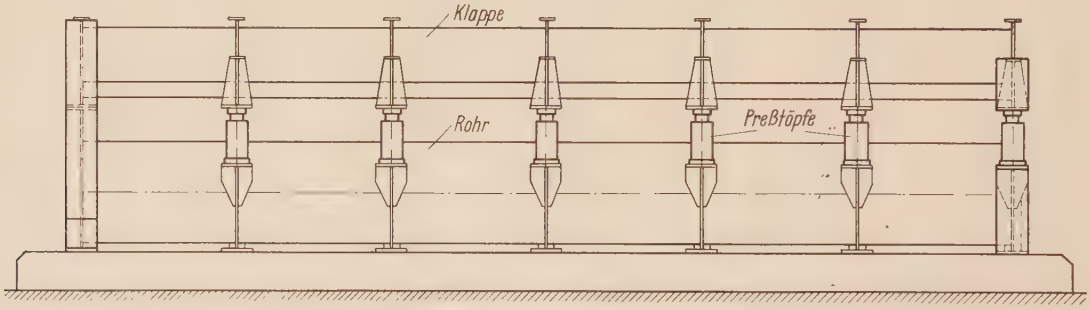


Abb. 14. Versuchseinrichtung, Seitenansicht.

Beim Festigkeitsnachweis steht die Beanspruchung auf Torsion im Vordergrund. Der zulässige Wert für diese Inanspruchnahme — etwa mit 0,6 der zulässigen Normalspannung — kann mit Rücksicht auf die erforderliche Stabilität der Schale und auch in Anbetracht des gestörten

Abb. 15. Gummiband — Längsdichtung.

Spannungsverlaufes durch die verschiedenen Aussparungen im unterwasserseitigen Mantelblech nicht immer voll ausgenützt werden.

[1] Siehe Bauingenieur (1957) H. 10, Abb. 19.

Versteifungsgerippes und dessen Zusammenwirken mit Beplankung besser gewahrt ist. Auch die Lagerkör bzw. die Scharniergelenke lassen sich aus einzeln bereiteten Elementen rascher und wohlfeiler durch Schw ßen herstellen als etwa im Gußverfahren oder du Schmieden im Gesenk.

3. Dichtungen

Ein wesentlicher Vorteil der Fischbauchklappe ist Banddichtung. Das biegsame Band, in der Regel Gummi (Abb. 15), überbrückt die Fuge zwischen dem un ren Klappenrand und der Sohle. Da kein Abrieb du eine schleifende Bewegung vorliegt, ist die Haltbark und die Dichtigkeit entsprechend groß. Bei etwa erford lichem Erneuern des Gummis ist es vorteilhaft, wenn di Arbeiten ohne Ablassen des Staues von der Unterwass seite durchgeführt werden können. Zu diesem Zwe sollen die Befestigungsschrauben für den Gummi so geordnet werden, daß sie von der Unterwasserseite gel und wieder eingesetzt werden können. Für die Ano nung mit Scharnierbändern, wie sie bei kleineren Klapp Verwendung finden, hat der Verfasser eine Lösung gegeben, die in Abb. 16 dargestellt ist [2].

(Fortsetzung folgt.)

[2] DBP, Österr. und Schw. Pat.

Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung

Von Dr.-Ing. **G. Kani**, Stuttgart

K 624.072.2 : 624.012.46 : 624.04

I. Grundbegriffe und Problemstellung

Um bei diesem auch in den Grundlagen immer noch ehr umstrittenen Thema begriffliche Mißverständnisse aususchließen, sollen die wichtigsten dabei vorkommenden egriffe gleich zu Anfang festgelegt werden. Das sind vor llem die Schubspannung, Hauptzugspannung und die soenannte Schubsicherung. Über die ersten zwei Begriffe ibt es keine Meinungsverschiedenheiten, so daß deren estlegung einfach ist.

Wenn wir in irgendeinem belasteten Tragwerk einen eliebigen gedachten Schnitt ausführen, dann wirken allemein zwischen den zwei so entstandenen Teilen in jeem Flächenteil der Schnittfläche innere Kräfte, so z. B. n einer kleinen Fläche ΔF (Abb. 1a) die zugehörige Kraft ΔP. Es ist aus mehreren Gründen zweckmäßiger statt mit en Kräften ΔP mit der Spannung $\frac{\Delta P}{\Delta F}$ zu rechnen, die ei endlicher Größe der Fläche ΔF als mittlere Spannung ezeichnet wird und von ΔF abhängig ist. Um von er Größe ΔF unabhängig zu sein, macht man den be-

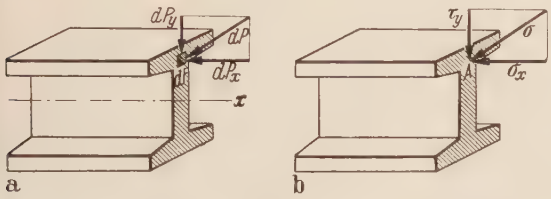


Abb. 1.

annten Grenzübergang und läßt ΔF und somit ΔP unendch klein werden und wir sprechen dann von der Spanung σ im betreffenden Punkt. (Abb. 1b) Die Kraft dP nd somit die Gesamtspannung σ wird nur ausnahmsweise enkrecht zur Fläche dF sein, so daß die Angabe der aboluten Größe von z. B. 80 kg/cm² die Spannung in diem Punkt noch nicht eindeutig festlegt. In der Regel ist s am zweckmäßigsten, die Gesamtspannung in die Komonenten senkrecht zur Schnittfläche und in die Richtung er Schnittfläche zu zerlegen, wobei dann von den Nornalspannungen und Schubspannungen gesprochen wird. Inter Schubspannungen verstehen wir also die in Richtung der Schnittflächen fallenden Komponenten der Gesamtspannung. Bei einem 3-dimensionalen Quaderelement eines belasteten Körpers (Abb. 2) sind dann an jeder Begrenzungsfläche je eine Normalkomponente und 2 Schubspannungskomponenten vorhanden. Abgesehen von den unendlich kleinen Größen höherer Ordnung ist also der Spannungszustand eines solchen Körperelements rst durch 9 Spannungskomponenten eindeutig bestimmt. lücklicherweise ist aber der Spannungstensor ein sog. mmetrischer Tensor, weil aus Gründen des Gleichgewichs die Schubspannungen paarweise gleich sind, also $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ und $\tau_{yz} = \tau_{zy}$. Der Spannungsustand in einem Punkt eines belasteten Körpers ist also urch 6 untereinander unabhängige Komponente eindeutig estimmt.

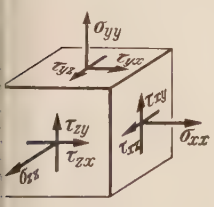


Abb. 2.

Selbstverständlich kann man die Richtung der Schnittächen eines solchen Elementes nicht nur nach den Achen x-y-z wählen, sondern in jeder beliebigen Richtung. Die ugehörigen Spannungskomponenten können dann aus den leichgewichtsbedingungen aus den gegebenen 6 Kompoenten für jede beliebige Richtung berechnet werden. Inter allen diesen beliebigen Richtungen gibt es drei besondere Richtungen, für welche keine Schubspannungen vorhanden sind. Diese 3 zueinander senkrechten Richtungen heißen Hauptrichtungen und die zugehörigen Normalspannungen Hauptspannungen, die dann gleichzeitig für die zugehörigen Flächenelemente auch die Gesamtspannungen sind, weil ja keine Schubspannungen vorkommen.

Die Hauptspannungen liefern gleichzeitig auch die Extremwerte für die Normalspannungen, worunter für den Baustoff Beton die größte Zugspannung von besonderem Interesse ist, weil ja Zugspannungen vom Beton am schlechtesten getragen werden. Deshalb werden beim Beton vor allem die Hauptzugspannungen berechnet.

Wesentlich schwieriger ist es, den Begriff Schubsicherung festzulegen. Dem Wortinhalt nach handelt es sich bei der Schubsicherung um Maßnahmen, die uns eine Sicherheit gegen Schäden aus Schubspannungen liefern.

Beim Stahlbetonbalken besteht bekanntlich der Schubsicherungsnachweis nach der DIN 1045 darin, daß zuerst die Schubspannung berechnet wird und wenn diese — beispielsweise für einen Beton mit einer Würfelfestigkeit von 300 kg/cm² (B 300) — den Wert von 10 kg/cm² nicht überschreitet, dann sind keine besonderen Maßnahmen erforderlich. Ergibt sich eine Schubspannung zwischen 10 und 20 kg/cm², dann müssen, wie es in der DIN 1045 heißt, „alle Schubspannungen durch abgebogene Einlagen und Bügel aufgenommen werden". Errechnet sich die Schubspannung höher als 20 kg/cm², dann darf ein solcher Balken überhaupt nicht ausgeführt werden. Die Abmessungen sind so weit zu vergrößern, daß Schubspannungen erhalten werden, die unter 20 kg/cm² liegen.

Betrachten wir jetzt ein anderes Konstruktionselement: eine zentrisch belastete Betonsäule, die z. B. durch 80 kg/cm² Längsdruckspannung belastet ist. Führen wir hier einen Schnitt unter 45° aus, dann wird in diesem Schnitt die Gesamtspannung keinesfalls senkrecht zum Schnitt

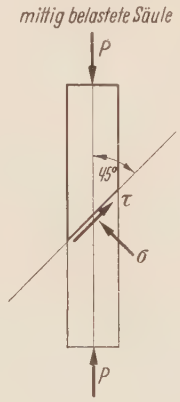


Abb. 3.

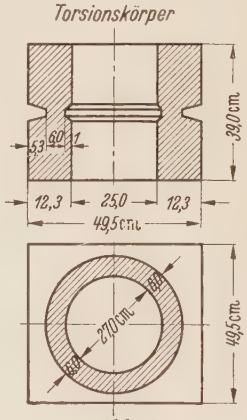


Abb. 4.

stehen. Es werden neben Normalspannungen auch Schubspannungen entstehen, die, wenn man ihren Wert berechnet, die Hälfte der Längsdruckspannungen, also 40 kg/cm² betragen. Wenn nun beim Stahlbetonbalken die Schubspannungen ab 10 kg/cm² als gefährlich, über 20 kg/cm² als untragbar angesehen werden, dann müßte man wohl schließen, daß im vorliegenden Fall wegen der 40 kg/cm² Schubspannungen zumindest wirksame Maßnahmen ergriffen werden müssen. Dennoch wissen wir alle, daß kein Konstrukteur daran denkt, wegen dieser 40 kg/cm² Schubsicherungsmaßnahmen vorzusehen. Auch die Bügel, die in einer zentrisch belasteten Stahlbetonsäule angeordnet werden, haben nichts mit Schubsicherung zu tun, sondern sollen bekanntlich das Ausknicken der Längsbewehrung verhindern.

Daraus muß wohl geschlossen werden, daß auch die sog. Schubsicherung des Stahlbetonbalkens nicht wegen der Schubspannungen durchgeführt wird. Es ist vielmehr die Frage zu stellen, ob der Baustoff Beton überhaupt schubempfindlich ist. In der leider viel zu wenig bekannten Arbeit von Dr.-Ing. Seybold über Schub- und Scherfestigkeit spröder Baustoffe [1], die im Jahre 1933 erschienen ist, ist eine Reihe interessanter Versuche beschrieben, die die Absicht verfolgen, einen Schubbruch an Betonkörpern herbeizuführen. Darunter ist folgender besonders lehrreich. Ein Betonkörper mit zylindrischer Bohrung Φ 25 cm (Abb. 4) wurde in der Mitte so geschwächt, daß ein Kreisringquerschnitt entstand mit 27 cm Innendurchmesser und 6 cm Wandstärke. Wird nun dieser Körper auf reine Verdrehung beansprucht, so entstehen in der Ebene des geschwächten Querschnitts nur Schubspannungen. Die Querschnittsschwächung ist nur deshalb gemacht worden, um dadurch einen Schubbruch zu erzwingen.

Das Ergebnis der Verdrehungsbeanspruchung ist in der Abb. 5 dargestellt: Unter 45° gegen den Schubquerschnitt, also senkrecht zu den Richtungen der Hauptzugspannung, entstanden Bruchrisse — ungeachtet des geschwächten Querschnitts.

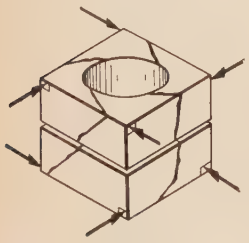


Abb. 5.

Dr. Seybold kam zum gleichen Ergebnis wie andere Autoren, die ähnliche Bemühungen verfolgen: „Bevor es möglich war, die Schubfestigkeit des Betons zu erreichen, ist ein Zugbruch entstanden." Abschließend stellt dann Dr. Seybold in seiner Arbeit fest: „Es ist trotz verschiedenartigster Versuchsanordnungen nicht gelungen, ein Abgleiten durch Schubspannungen in der Gleitfläche zu erzielen. Sehr wahrscheinlich ist diese Bruchform bei den üblichen spröden Baustoffen gar nicht möglich."

Demnach besteht bei Betonkörpern offensichtlich keine Gefahr von Schubbrüchen und Schubrissen.

Was ist also Schubsicherung?

Um zu einer Arbeitsdefinition zu gelangen, ist es wohl am zweckmäßigsten, dem Begriff „Schubsicherung" möglichst den Inhalt zu geben, wie dieser vom Urheber der „Schubsicherungsmaßnahmen", d. h. von Prof. Mörsch, verstanden und gehandhabt wurde: Als Maßstab für erfolgreiche „Schubsicherung" war jeweils die erhöhte Tragfähigkeit des Betonbalkens maßgebend, die ohne Vergrößerung des Stahlquerschnitts der Hauptbewehrung und des Betonquerschnitts des Trägers durch zusätzliche Maßnahmen (Bügel, aufgebogene Stahleinlagen) erzielt werden konnten.

Demzufolge sollen hier unter „Schubsicherung" alle Maßnahmen verstanden werden, die ohne Vergrößerung des Stahl- und Betonquerschnitts im Bereich größter Biegemomente, zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit des Stahlbetonbalkens führen.

Die „Schubsicherung" hat auch schon in der deutschen Spannbetonnorm (DIN 4227) eine wesentliche Wandlung erhalten. Unter dem Absatz „Schubsicherung" bzw. „Erforderliche Schubbewehrung" ist nicht mehr von einer „Aufnahme der Schubspannungen" wie in der DIN 1045 die Rede, sondern von einer „Aufnahme der Hauptzugspannungen". Man hat stillschweigend angenommen, daß beim Spannbeton den Hauptzugspannungen die Rolle gegeben werden kann, welche die Schubspannungen beim Stahlbeton hatten. Die Begründung: Beim Stahlbeton ist in Höhe der Nullinie die Schubspannung = Hauptzugspannung. Weiter wird in der DIN 4227 dazu noch die Anweisung gegeben, daß auch unter rechnerischer Bruchlast die Hauptzugspannungen nach Stadium I zu berechnen sind — also unter der Voraussetzung, als ob noch keine Risse im Beton vorhanden wären —, eine Voraussetzung, die offensichtlich in der Regel nicht zutrifft. Dar wird verlangt, daß für die so berechneten, im gerissene Zustand nicht mehr vorhandenen Hauptzugspannunge Ersatz in Form von Stahleinlagen eingelegt werden mu mit der wenig einleuchtenden Begründung: Wenn i Stadium I schräggerichtete Hauptzugspannungen vorha den waren, dann muß im Stadium II Ersatz dafür g schaffen werden, weil sonst die Sicherheit des Spannbeto trägers gefährdet ist.

Die wenig einleuchtende Logik dieser Begründung kar an folgendem Vergleichsbeispiel etwas deutlicher vera schaulicht werden:

„Wenn ein junger Mann, also im Stadium I, schö dichte Haare hat, dann muß er, wenn er in das Stadium kommt, d. h. in das Stadium ohne Haare, einen Ersa dafür bekommen, also eine Perücke, weil sonst sei Sicherheit gefährdet ist." M. E. müßte man doch, bev man ein solches allgemein bindendes Perückengesetz vo schreibt, zunächst feststellen, welchen Nutzen eine Perüc bietet, wenn sie getragen wird, und 2. ob tatsächlich d Sicherheit des Betreffenden gefährdet ist, wenn man s wegläßt. Die Funktion dieser „Schubspannungs-Perück des Spannbetonbalkens soll jetzt hier näher untersuc werden.

Da systematische Versuche mit Spannbetonträgern der Art, wie sie für Stahlbetonträger gemacht wurde fehlen, kann auch nicht der gleiche Weg beschritten we den, d. h. eine in die Rißbildung passende Theorie ei gebaut werden. Wir sind deshalb gezwungen — und d empfinde ich als einen Vorteil —, die innere Mechanik d Spannbetonträgers im Stadium II zu untersuchen und mö lichst in bekannte Belastungszustände zu zergliedern. F diese bekannten Belastungszustände sind dann auch d Bruchbilder bekannt, so daß das Verhalten des Träge unter steigender Belastung vorausgesagt werden kar Die wenigen bisher durchgeführten Versuche an Spar betonträgern können dann vorzüglich als Kontrolle dies Überlegungen dienen.

Am einfachsten ist die innere Mechanik eines

II. Spannbetonträgers ohne Verbund

Es ist außerordentlich vorteilhaft, daß unter den we gen Spannbeton-Großversuchen, die durchgeführt wurd 2 Träger hergestellt und geprüft worden sind, die in all Einzelheiten gleich sind bis auf den Verbund: der ei „mit", der andere „ohne" Verbund. Die Ergebnisse d ser Versuche gestatten eine ausgezeichnete Nachprüfu unserer an und für sich sehr einfachen Überlegungen. sind die Träger A und B aus den Versuchen der Bund bahndirektion Stuttgart in Kornwestheim [2] (Abb und 7).

Unter einem Träger ohne Verbund verstehen wir kanntlich einen solchen, bei dem sich die Spanngliec vom Träger unbehindert, möglichst reibungsfrei bewegt d. h. dehnen können. Die Folge davon ist, daß die Zu kraft im Spannglied auf der ganzen Länge die gleiche i Jede Verformung des Trägers wirkt sich demnach auf d ganze Länge des Spanngliedes aus, so daß die Bere nung des Spannungszustandes umständlicher ist als be Träger mit Verbund. Man kann ihn aber berechnen, u in meinem Spannbetonbuch [3] habe ich ein solches V fahren auch für Stadium II beschrieben. Bei einer B lastung nach Abb. 8 sind im wesentlichen drei versch dene Beanspruchungsteile zu unterscheiden: Der mittl mit gleichbleibendem Biegemoment und somit ohne Qu kraft und die zwei Endteile mit Querkraft, wo also d Bedürfnis einer „Schubsicherung" entstehen könnte.

Was nun im mittleren Teil des Trägers unter steige der Belastung geschieht, ist wohlbekannt: Nachdem d Krümmung des Trägers so groß wird, daß am Zugra Betondehnungen entstehen, die der Beton nicht mehr m machen kann, entstehen Risse, die vom Zugrand ar gehend im wesentlichen senkrecht dazu verlaufen. B

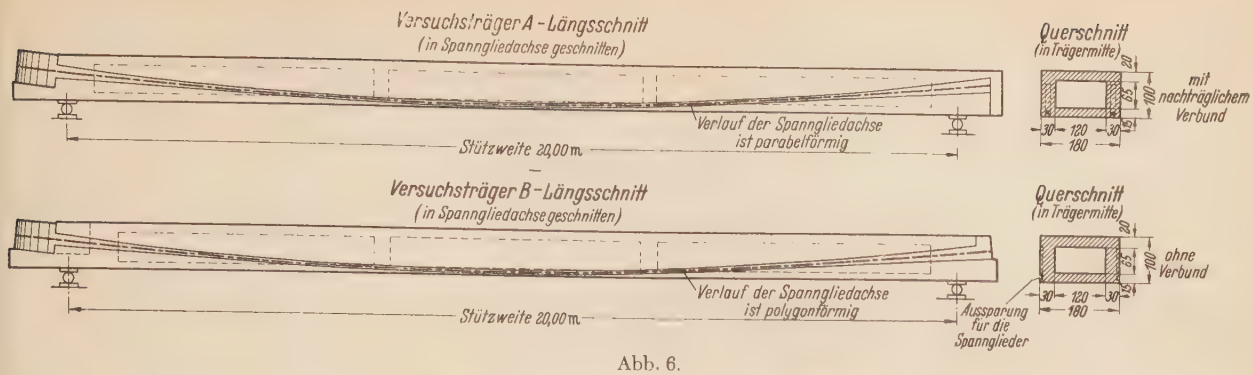


Abb. 6.

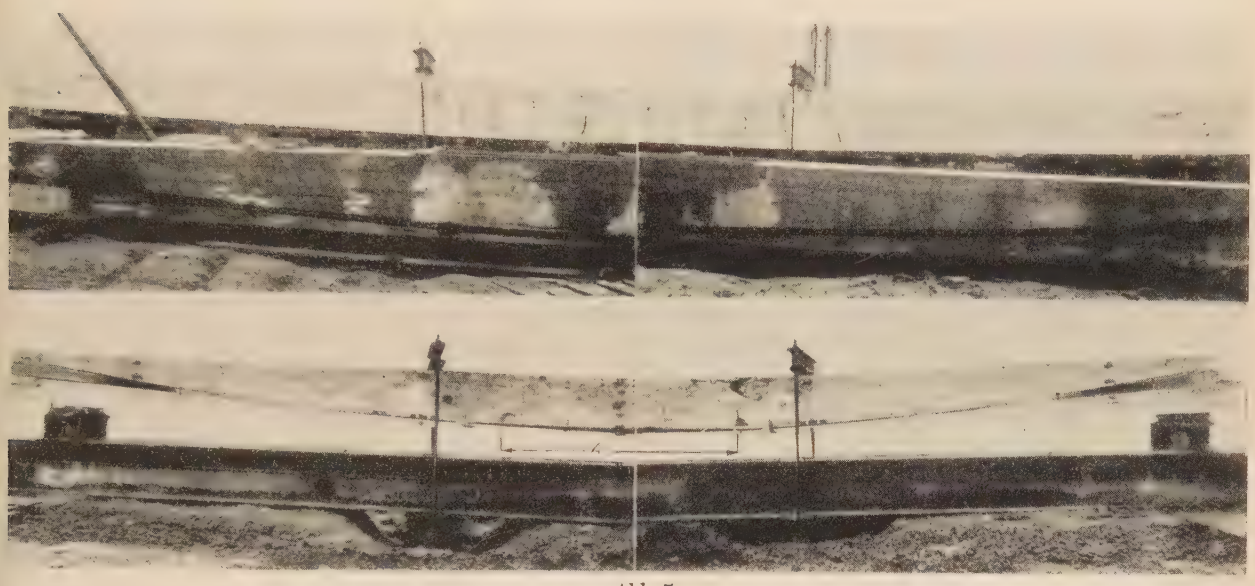


Abb. 7.

igender Belastung verlängern sich die Risse nach oben ner weiter, bis nur noch eine kleine Druckzone übrig ibt. (Abb. 9).

Wir nehmen nun an, daß wir auf irgendeine Weise die Belastung P entsprechende Zugkraft Z des Spann-

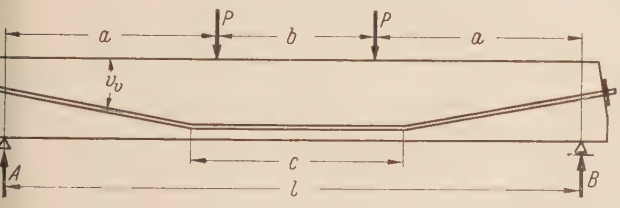


Abb. 8.

des ermittelt haben, die aus Gleichgewichtsgründen Betondruckkraft D der Druckzone gleich ist. Um den tand des Betonkörpers allein betrachten zu können, ken wir uns das Spannglied entfernt und nur dessen Wirkung beibehalten. Da die Zugkraft Z bei fehlendem Verbund auf der ganzen Länge des Spanngliedes gleich ist, verbleibt dann als Wirkung des Spanngliedes die Kraft Z am Verankerungsende, und wenn das Spannglied einen Knick hat, eine entsprechende Umlenkkraft, die hier in Abb. 10 mit U bezeichnet ist.

Damit sind nun alle Kräfte, die auf den Betonkörper einwirken, bekannt, da sie alle aus Z bzw. P direkt ermittelt werden können. Wenn wir nun am linken Ende die am Ankerkörper wirkende Kraft Z mit dem Auflagerdruck $A = P$ zu einer Resultierenden zusammenziehen und von der rechten Seite her in gleicher Weise die Kräfte $D = Z, P$ und U zu einer Resultierenden addieren, dann verbleiben von links und rechts je eine Kraft, die aus Gleichgewichtsgründen dann die Richtung der Verbindungslinie haben müssen. Mit anderen Worten, der Endteil unseres Balkens erfährt durch die resultierende Druckkraft eine Längsbeanspruchung, die einer mehr oder weniger außermittig belasteten Säule gleichkommt. Die entsprechende Drucklinie des Betonkörpers ist in der Abb. 10 eingezeichnet.

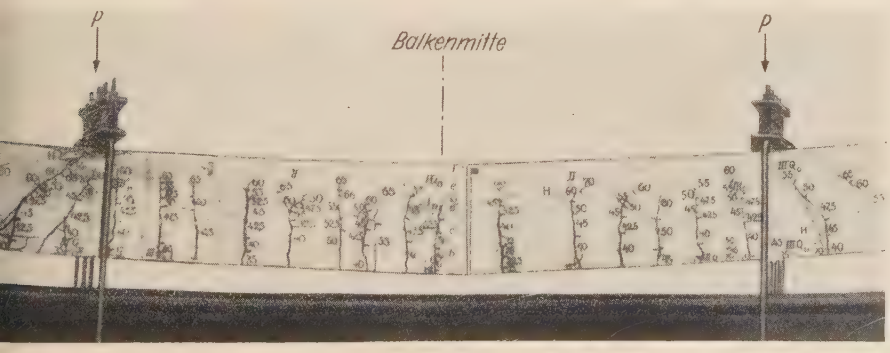


Abb. 9.

Die Frage der Schubsicherung in diesem Trägerteil, in welchem Querkräfte und somit Schubspannungen vorkommen, hat offensichtlich den gleichen Sinn wie die Schubsicherung einer in gleicher Art belasteten Betonsäule oder einem Teil einer Bogenbrücke. Mit anderen Worten, eine Schubsicherung wäre hier sinnlos.

Den Zustand, der bei fortgeschrittener Belastung vorhan-

den ist, zeigt die Abb. 11, in welcher wieder nur der Betonteil und die auf diesen wirkenden Kräfte eingezeichnet sind. Im mittleren Teil sind wegen der stark exzentrischen Belastung Zugrisse entstanden, so daß die ganze Zugzone als nicht mitwirkend und nicht vorhanden

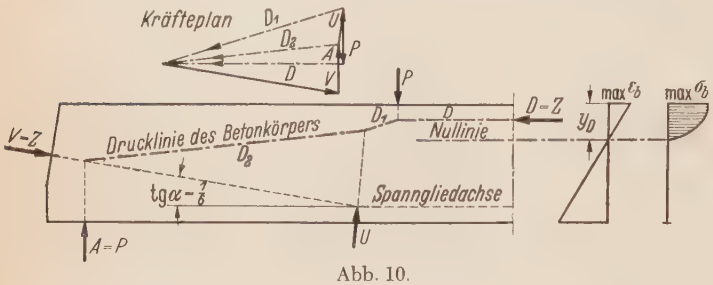


Abb. 10.

angesehen werden kann. Im mittleren Teil ist eine dünne Drucksäule übriggeblieben, die mit steigender Belastung immer dünner und dünner wird und zuletzt durch Überbeanspruchung des Betons zum Bruch des Trägers führt.

Im Endteil des Trägers herrschen — das ist leicht einzusehen — günstigere Verhältnisse als in Trägermitte, weil die Exzentrizität kleiner ist. Demnach wären hier

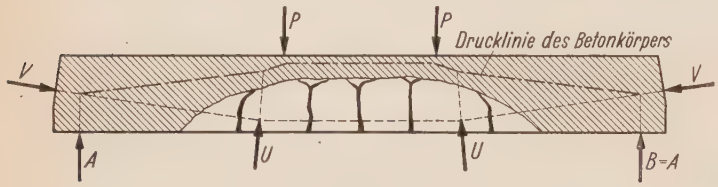


Abb. 11.

besondere Schubsicherungmaßnahmen mit nichts zu begründen.

Es soll nun angenommen werden, daß durch irgendwelche Maßnahmen die Tragfähigkeit der Druckzone im mittleren Trägerteil so gesteigert wurde, daß der Bruch doch nicht in der Mitte des Trägers entsteht, sondern in die Endteile verdrängt wird. Was dann zu erwarten ist, ist uns aus den zahlreichen Versuchen an Druckkörpern bekannt und ist in der Abb. 12 geschildert.

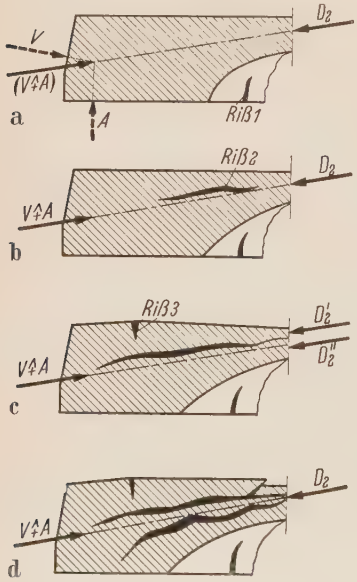


Abb. 12.

Zunächst sind im Teil zur Mitte zu noch wegen der exzentrischen Belastung Zugrisse zu erwarten, wie mit Riß 1 angedeutet. Erreicht die Betondruckspannung in Längsrichtung die Prismenfestigkeit, dann sind Qeurdehnungsrisse wie Riß Nr. 2 zu erwarten, wie das auch bei den Prismenversuchen der Fall ist. Bei Verlängerung des Risses entstehen dann tatsächlich zwei Betonkörper, die dann sehr exzentrisch belastet sind und sekundäre Biegerisse, jetzt am ursprünglichen Druckrand, erzeugen können (Riß 3).

Selbstverständlich haben diese Risse nichts mit Schubrissen zu tun. Eine Steigerung der Tragfähigkeit ist hier selbstverständlich möglich, aber durch Maßnahmen, die bei Betonsäulen üblich sind: verbügelte Längseisen.

III. Der Spannbetonträger mit Verbund

Wenn jetzt durch irgendwelche Maßnahmen die wegungsfreiheit des Spanngliedes gegenüber dem Bet körper beseitigt wird, z. B. durch Auspressen des Spa gliedkanals mit Zementmörtel, dann wird ein sog. Spa betonträger mit Verbund erhalten. Dabei kann dann Spanngliedteil nur die gleichen Verformungen ausfüh wie der ihn umgebende Beton. Wird z. B. der Träger belastet, daß er sich nur im mittleren Teil verbiegt, erhält auch das Spannglied Dehnungen nur in diese mittleren Teil. Beim Träger ohne Verbund hat jede Dur biegung des Trägers eine gleichmäßige Dehnung Spanngliedes auf der ganzen Länge zur Folge geha

Da ein freiaufliegender Träger auf 2 Stützen allgeme an den Enden keine Biegemomente erhält, werden au unter steigender Belastung an den Enden keine Biegv zerrungen der Trägerelemente und somit auch keine Spa glieddehnungen entstehen. Während des Durchbiegun vorganges wird also die Spannkraft am Spannglieden unverändert bleiben, während sie bei z. B. steigen symmetrischer Belastung in der Mitte laufend anstei An einem Beispiel betrachtet, wird dann also bei ein Träger ohne Verbund eine ursprüngliche Spannkraft 100 t auf 130 t ansteigen, wobei dann die gleiche Zugkr auf der ganzen Spanngliedlänge vorhanden ist, währe nach der Herstellung des Verbundes unter Belastung Spanngliedende die Spannkraft unverändert 100 t blei deshalb aber in der Mitte auf mehr, z. B. 140 t, ansteig wird. Worin besteht jetzt der Unterschied im Kräfteb des Betonkörpers gegenüber dem Fall „ohne Verbun

Wenn die Spanngliedkraft — um bei unserem Beis zu bleiben — von den 140 t in Trägermitte auf 100 t Trägerende abgebaut werden soll, dann ist das nur möglich, daß auf diesem Wege diese 40 t auf den Bet körper abgegeben werden. Im Gegensatz dazu wer beim Träger ohne Verbund die ganzen 130 t erst am E des Spanngliedes an den Betonkörper abgegeben. W wir uns jetzt wieder das Spannglied herausgenom denken und nur die Kräfte, mit welchen dieses den Be körper belastet, beibehalten, dann ergibt sich die Abb Gegenüber dem Fall des Trägers ohne Verbund ha wir jetzt noch entlang dem Spannglied eine Belastung aus den Haftspannungen entsteht und die wir Verb belastung nennen wollen. Entsprechend unserem Beis würde dann am Ende eine Kraft von 100 t angreifen welcher dann allmählich die 40 t bis zum mittleren verteilt dazukommen. Dadurch ergeben sich folge Unterschiede:

1. Weil die vom Spannglied herrührende Kraft sofort am Ende in voller Größe vorhanden ist, son erst entlang dem Spannglied laufend Kräfte dazukom wird unter sonst gleichen Bedingungen die Drucklinie Auflager an steiler ansteigen und erst allmählich in

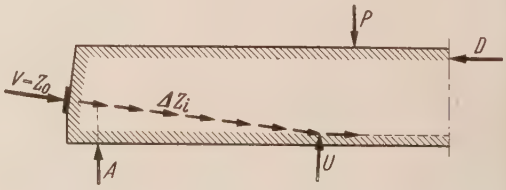


Abb. 13.

Drucklinie des mittleren Teils einbiegen. Mit and Worten, es ist allgemein eine größere Exzentrizität Drucklinie vorhanden als beim Träger ohne Verbun und somit auch eine stärkere Biegebeanspruchung.

2. Wegen des vorhandenen Verbundes muß der B die Dehnungen des Spanngliedes ebenfalls mitma Wenn also das Spannglied eine Spannungssteigerung 2000 kg/cm² erhält, dann muß der das Spannglied gebende Beton eine Dehnung von rd. 1 ‰ mitmache

Dieser Handschweißautomat erzielt eine mehrfach höhere Abschmelzleistung gegenüber der normalen Lichtbogen-Schweißung.

Infolge der Schutzgaswirkung wird dabei eine hohe Qualität der Schweißnaht mit ausgezeichneten Festigkeitseigenschaften erreicht.

Besonders augenfällig ist die hohe Wirtschaftlichkeit dieses Schweißverfahrens. Die Schweißkosten vermindern sich beispielsweise beim CO_2-Schweißen von Stahl nahezu auf die Hälfte.

Das AEG-CO_2-Schweißgerät ist betriebssicher in der Anwendung und bequem in der Bedienung. Die Schweißpistole mit ihrer leichten, griffigen Form ist wassergekühlt und mühelos an schwer zugänglichen Schweißstellen zu handhaben.

CO_2-Schutzgasschweißen heißt schneller, besser, billiger schweißen

Unsere erfahrenen Spezialisten beraten Sie jederzeit gern.
Fordern Sie unseren interessanten Sonderdruck „AEG-Schweißtechnik" an.

AEG ALLGEMEINE ELEKTRICITÄTS-GESELLSCHAFT

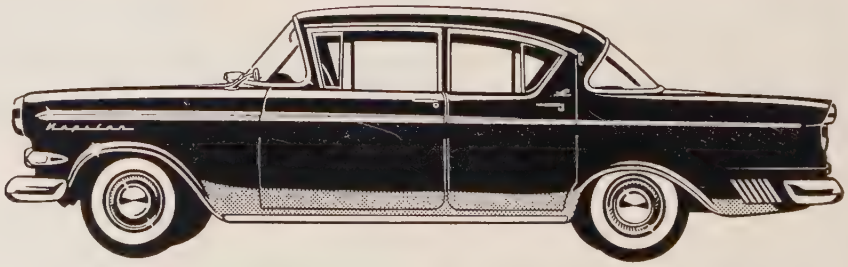
ZWA 9189

Wo Wagen mit berühmten Namen stehen...

Tagungen, Ausstellungen, gesellschaftliche Ereignisse, von denen die Zeitungen berichten ... überall warten dort auch Wagen mit dem Namenszug KAPITÄN, diskret und dennoch eindrucksvoll repräsentierend. Automobile großer Klasse: elegant, ungewöhnlich komfortabel, beeindruckend in Straßenhaltung und Kurvenfestigkeit. Ob in Hamburg, Paris oder Genf, ob in Brüssel, Kopenhagen oder Stockholm – der KAPITÄN ist in den Weltstädten zu Hause, denn fortschrittliche Autotechnik schätzt man überall. Testen Sie diesen Wagen einmal auf einer Probefahrt!

OPEL
der Zuverlässige

KAPITÄN · KAPITÄN „L"



ADAM OPEL AG · RÜSSELSHEIM AM MAIN

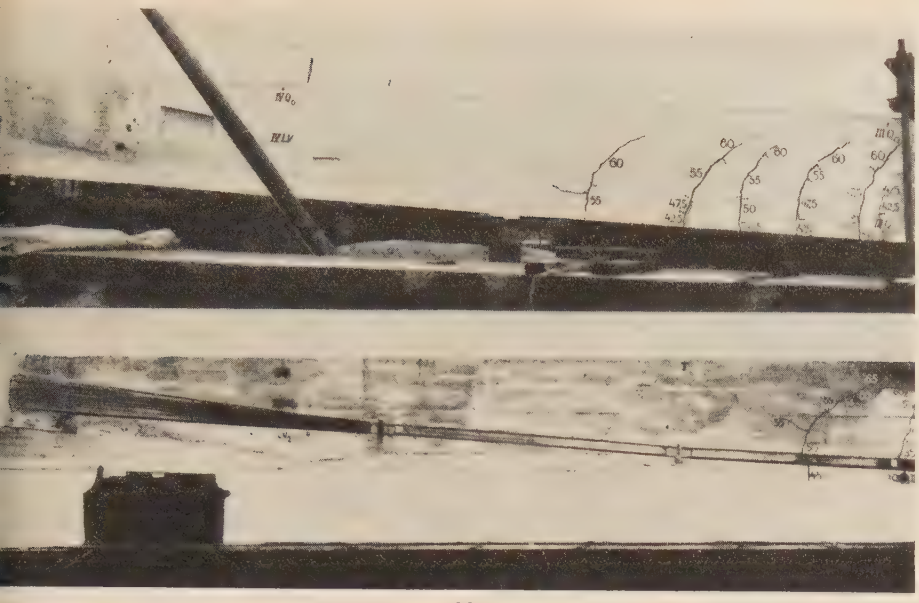


Abb. 14.

ne Dehnung, die einem 1 mm starken Riß je lfdm ıtspricht.

Wir sehen also, daß im Endbereich unseres Trägers bei ›rhandenem Verbund aus zwei Gründen ungünstigere erhältnisse herrschen: größerer Exzentrizität der Druck-sultierenden und Zwangsdehnung des Betons, die zu ißbildung führen muß.

Wenn wir jetzt diese wirklich einfachen Überlegungen ›ntrollieren wollen, dann brauchen nur die Rißbilder der ornwestheimer Träger A und B betrachtet zu werden bb. 14a u. b). Die Rißbilder entsprechen der gleichen elastung, die jeweils an den Rissen entsprechend der elastung eingetragen sind.

Während der Träger mit Verbund (oberes Bild) unter eser Last im Trägerendteil starke Rißbildung zeigte, hatte er Träger ohne Verbund wegen des günstigeren inneren räfteverlaufs im Endteil keine Risse.

IV. Der Verbundträger ohne Schubsicherung

Es ist jetzt vor allem noch die Frage zu beantworten, as geschieht, wenn wir beim Spannbetonträger — um ei unserem Vergleich zu bleiben — die „Schubsicherungs-erücke" weglassen. Da es sich hier um Betrachtungen im adium II handelt, kann auch der Stahlbetonträger als n Sonderfall des Spannbetonträgers im Stadium II, aber ıch nur im Stadium II, angesehen werden, wenn der

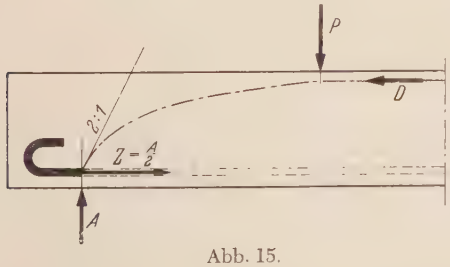


Abb. 15.

ıtremfall vorliegt, daß die Vorspannkraft Null ist. Ein esentlicher Unterschied zum Träger mit Verbund be-ht darin, daß die Drucklinie vom Auflager an sofort iler ansteigt, da die Spannkraft in den Stahleinlagen ılt. Dadurch entsteht dann auch im Endteil des Trägers irkere Biegebeanspruchung als beim Spannbetonträger bb. 15), bei dem wegen der hohen Vorspannkraft die ucklinie flach verläuft. Auch ist der Abbau der Zug-aft beim Stahlbetonträger krasser, weil von dem Höchst-ert in der Mitte bis zum Haken auf Null abzubauen ist, während beim Spannbetonträger die Zugkraft nur teilweise abgebaut wird.

Der Reihenfolge nach sind also im Endteil der betrachteten Träger die Verhältnisse am ungünstigsten beim Stahlbetonträger, dann beim Spannbetonträger mit Verbund und am günstigsten beim Träger ohne Verbund. Es leuchtet ein, daß auch deshalb durch „Schubsicherung" am meisten beim Stahlbetonträger, am wenigsten beim Träger ohne Verbund zu erreichen ist.

Nachdem wir nun für alle drei Fälle grundsätzlich das innere Kräftebild kennen, betrachten wir nun den einfachsten Fall mit nur geraden Stahleinlagen, also ohne Bügel und ohne Aufbiegung und Vorspannkraft.

Nachdem durch Belastung des Trägers in der Zugzone eine Betondehnung von etwa $^1/_4$ ‰ und mehr entstanden ist, was bei Stahlbetonträgern schon im Gebrauchszustand erfolgt, entstehen im Beton Biegerisse, wie sie in der Abb. 16 geschildert sind, d. h. im wesentlichen senkrecht zum Zugrand. Wäre kein Verbund vorhanden, dann würde das für den Träger noch keine besonderen Folgen haben, vorausgesetzt, daß die Endverankerungen der Stahleinlagen die volle Kraft aufnehmen können. Weil aber Verbund vorhanden ist, muß nun die Zugkraft, die in der Mitte am größten ist — entsprechend der Momentenlinie —, bis zum Endauflager abgebaut werden, d. h. die Kraft wird nicht erst am Ende, sondern schon

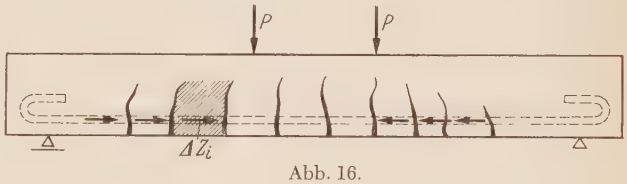


Abb. 16.

vorher abgegeben, wie das in der Abb. 16 eingetragen ist. Es werden also an den einzelnen Betonzähnen, die durch die Querrisse entstehen, waagrechte Kräfte abgegeben. In der Abb. 16 ist ein solcher Betonzahn durch Schraffur besonders hervorgehoben. Der Belastungszustand eines solchen Zahnes ist eine statisch sehr einfache Aufgabe: ein aus der Druckzone nach unten herausragender Kragarm wird durch eine waagrechte Kraft belastet.

Es ist leicht zu verstehen, was nun geschieht, wenn die Belastung gesteigert wird. Sobald der erste Betonzahn die waagrechte Verbundkraft, die auf ihn einwirkt, nicht mehr aufnehmen kann, reißt er ab, was sich durch ein Abbiegen des zunächst senkrechten Risses andeutet. Die Verbundkraft, die an dieser Stelle abgegeben werden sollte, kann eben nicht aufgenommen werden, die Zugkraft in der Stahleinlage bleibt auch über diesen Zahn hinweg unverändert und greift dann am nächsten Betonzahn an, der jetzt sozusagen die doppelte Verbundkraft aufnehmen soll. Und so reißt ein Zahn nach dem anderen ab, bis zuletzt die ganze Zugkraft die in der Balkenmitte vorhanden war, sich bis zum Ende der Stahleinlagen fortpflanzt. Mit anderen Worten, es *ist aus einem Träger mit Verbund ein Träger ohne Verbund entstanden*, wobei die Zugkraft der Zugzone auf der ganzen Länge gleichbleibend ist.

Nun ist aber diese Umwandlung vom Träger mit Verbund in einen Träger ohne Verbund für den Stahlbeton-

träger offensichtlich wesentlich verhängnisvoller als für den Spannbetonträger, wobei sich dann ein wesentlicher Unterschied auch im Stadium II zwischen Stahlbetonträger und Spannbetonträger zeigt: Während die letzteren in der Regel eine Verankerung besitzen, die auch die volle Kraft des Zuggliedes aufnehmen kann, kann das der Haken der üblichen Stahlbewehrung nicht. Die Versuche haben eindeutig gezeigt, daß durch das Abfangen der Zugkraft vor dem Ende beim Stahlbetonbalken die Tragfähigkeit des Balkens um mehr als 100 % gesteigert werden konnte. Der Unterschied bei den zwei erwähnten Kornwestheimer Trägern war klein. Der Träger ohne Verbund, bei welchem also die volle Zugkraft bis zum Ende unvermindert durchging, hat nur 11 % weniger getragen als der Träger mit Verbund, bei dem durch Verbundmaßnahmen die Zugkraft schon vorher abgeleitet wurde. Diese Steigerung ist eben nicht durch die Entlastung der Endverankerung erreicht worden, sondern dadurch, daß wegen der Verbundsicherung — unter gleicher Last — kleinere Durchbiegungen erreicht wurden. Der Bruch des Trägers erfolgte in beiden Fällen bei etwa gleicher Durchbiegung. Diese wesentliche Feststellung soll nochmals hervorgehoben werden:

Wenn keine Maßnahmen getroffen werden, durch welche die Verbundkräfte noch vor dem Trägerende aufgenommen werden können, entsteht aus dem ursprünglichen Träger mit Verbund ein Träger ohne Verbund. Diese Umwandlung ist für den Stahlbetonträger viel unangenehmer als für den Spannbetonträger, so daß schon deshalb gleich strenge Forderungen hinsichtlich der Verbundsicherung in beiden Fällen nicht berechtigt erscheinen.

Was kann nun gegen das Versagen der Aufnahme der Verbundkräfte getan werden? Die Größe der Verbundbelastung, die aufzunehmen ist, kann leicht berechnet werden, da ja unter Voraussetzung einer vollen Verbundwirkung die Zugkraft entlang dem Spannglied bekannt ist. Wenn auf einer Länge Δx sich die gesamte Zugkraft um ΔZ ändert, dann ist das genau der Betrag, der auf dieser Strecke abzugeben ist — und die aufzunehmende Belastung ist dann $v_x = \frac{\Delta Z}{\Delta x}$ bzw. beim Grenzübergang die 1. Ableitung von Z. Im Sonderfall des Trägers mit gleichbleibender Höhe und geraden Stahleinlagen ergibt sich dann aus $Z = \frac{M}{z}$, wegen $\frac{dM}{dx} = Q$, $v_x = \frac{Q}{z}$. Vergleicht man diese Formel mit der bekannten Formel $\tau = \frac{Q}{b \cdot z}$, dann versteht man sofort, warum sich die Schubspannung beim Stahlbetonträger als eine geeignete Größe erwies, um die Verbundsicherung = „Schubsicherung" rechnerisch zu erfassen. Tatsächlich war es nicht τ, sondern die Verbundbelastung $v_x = b \cdot \tau$, die beim Stahlbetonträger für die Bemessung von Bedeutung war. Demgegenüber ist aber beim Spannbetonträger der Zusammenhang zwischen v_x und τ oder der Hauptzugspannung nicht so einfach. Da die Ermittlung der Zugkraft entlang dem Spannglied bei jeder Berechnung eines Spannbetonträgers erfolgt, ist dann offensichtlich die Ermittlung der Verbundbelastung eine einfache Aufgabe — viel einfacher als die Berechnung der Schubspannungen, um daraus dann noch die Ermittlung der Hauptzugspannungen durchzuführen.

Möglichkeiten, die Zugkraft abzubauen, gibt es hauptsächlich zwei:

1. die Zugkraft aus der Zone direkt abzuleiten;
2. am Zugelement Knotenpunkte zu bilden, an welche Teile der Zugkraft abgegeben werden können.

Beide Möglichkeiten werden in der Stahlbeton- wie auch Spannbetonpraxis tagtäglich verwendet. Die abgebogenen Schrägeisen sind offensichtlich nichts anderes als ein teilweises Ableiten der Zugkraft aus der Zugzone, wobei gleichzeitig ebenfalls ein Knotenpunkt gebildet wird, in welchem dann der Beton die schräge Druckstrebe liefert (Abb. 17).

Auf die zweite Möglichkeit kommen wir durch gende Betrachtung: Wenn im Stadium II die waagrech Verbundkräfte an einem Betonzahn angreifen, dann kennt man aus der Lage der Zug- und Drucktrajektor des Betonzahnes, daß eine schräge Abstützung gegen

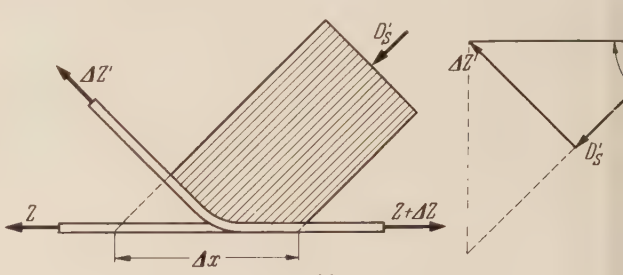


Abb. 17.

Druckzone stattfindet (Abb. 18). Dadurch wird — bei f lender senkrechter Bewehrung — die Druckstrebe C — eine Drehung in die Lage $C' - R_c$ erhalten. Dabei v größert sich offensichtlich der Abstand des Punktes C v der Druckzone. Es liegt also der Gedanke nahe, du eine Stahleinlage, einen Bügel, dieser Bewegung Wid

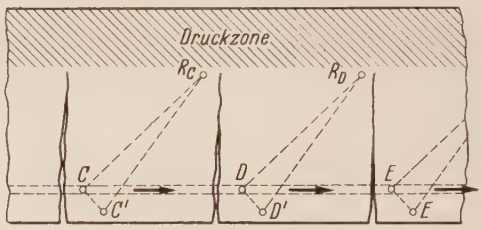


Abb. 18.

stand zu leisten. Dadurch wird ein Knotenpunkt erhalt der nach Abb. 19 wieder mit Hilfe der Betondruckstre in der Lage ist, eine bestimmte Teilkraft ΔZ aus der Z zone abzuleiten. Dabei muß offensichtlich diese Teilk ΔZ zunächst durch Haftung auf den Betonknoten üb gehen — im Gegensatz zu der Lösung mit abgebogen Schrägeisen, wo die Verhältnisse viel günstiger liegen

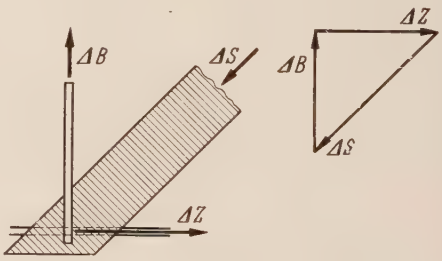


Abb. 19.

Auch der Vorschlag von Prof. Dischinger, die Z eisen senkrecht zur Zugzone abzubiegen, dürfte genau erfolgreich sein, vorausgesetzt, daß diese genügend tief der Druckzone verankert sind.

Abschließend soll noch mit den Abb. 20 und 21 zeigt werden, wie die praktische Durchführung des V bundsicherheitsnachweises im Fall eines Spannbetonträg bzw. im Sonderfall des Stahlbetonträgers erfolgt. In b den Fällen ist „vollkommene" Verbundsicherung vora gesetzt worden. Mit Rücksicht auf die oben aufgezeigt Unterschiede zwischen Stahlbeton und Spannbetonträg kann also erwartet werden, daß die — bisher noch fehl den — systematischen Versuche mit Spannbetonträge zeigen werden, daß sog. volle „Schubsicherung" nur besonderen Fällen, wie z. B. im Brückenbau, wirtschaftl vertretbar bleiben wird, während allgemein für Bauwe des Hochbaus höchstens halbe Verbundsicherung gefordl

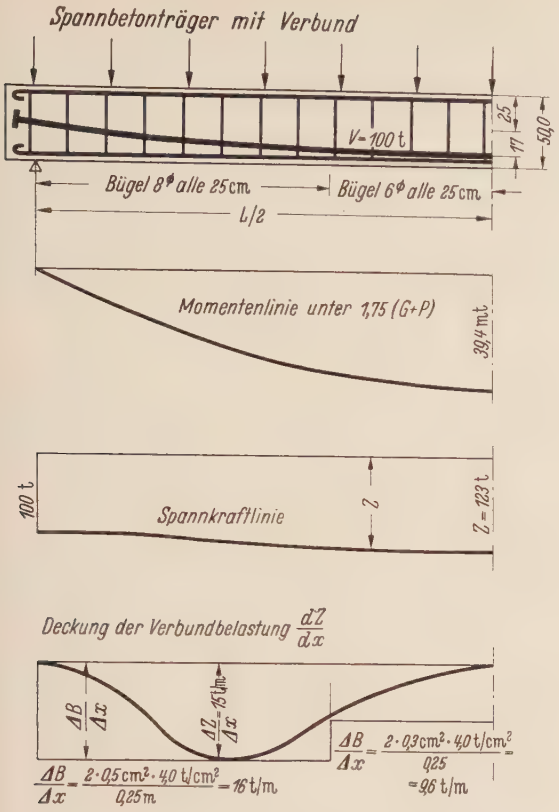


Abb. 20.

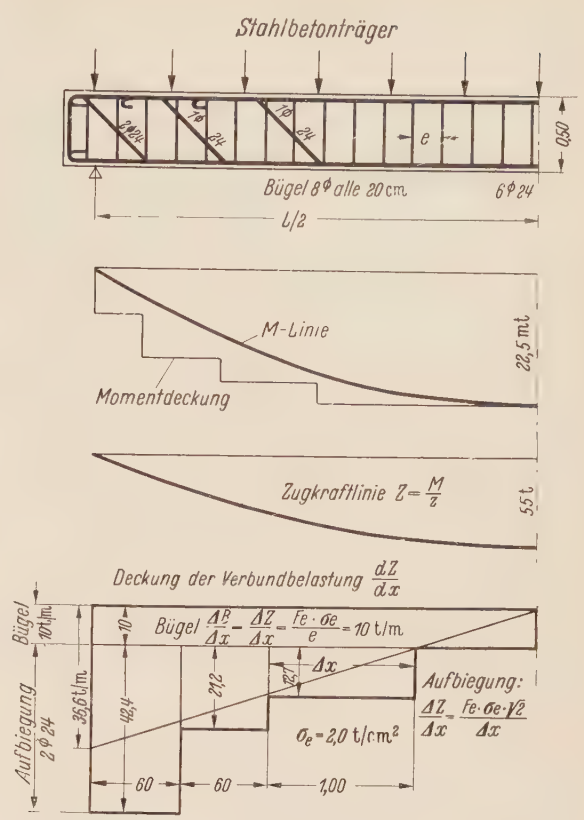


Abb. 21.

erden sollte, wahrscheinlich sogar weniger. Aus diesen nterschieden wird auch verständlich, warum Spannbetonäger mit nur geraden Spanndrähten ohne Bügel, also ne irgendwelche „Schubsicherungsmaßnahmen", wie sie B. für Fertigbalkendecken bisher millionenfach hergellt werden, bei Versuchsbelastungen Bruchsicherheiten fweisen, die wesentlich über der von der deutschen annbetonnorm DIN 4227 geforderten 1,75fachen Bruchherheit liegen. Im gleichen Sinne spricht auch die Tatche, daß auch der in Abb. 6 u. 7 dargestellte Spannbetonäger B ohne Verbund bei der Versuchsbelastung eine uchsicherheit 1,87 > 1,75 zeigte. Also auch dieser Träger t bei fehlendem Verbund die Sicherheitsforderung der N 4227 vollkommen erfüllt.

Die Konstruktion der Verbundsicherung in Abb. 21 terscheidet sich arbeitsmäßig wenig von dem von örsch eingeführten „Schubsicherungsnachweis". Wesentn ist jedoch, daß der Umweg über die Schubspannung part blieb. Daß der Unterschied im Nachweis, der hier er die Verbundbelastung v_x erfolgt, beim Stahlbetonger nicht groß sein kann, ergibt sich ja schon aus der tsache, daß die Schubspannung τ — wie oben gezeigt rde — eine der Verbundbelastung v_x porportionale öße ist. Ganz anders liegen die Verhältnisse beim annbetonträger, bei welchem ein einfacher Zusammenng zwischen der Verbundbelastung v_x und der sonst als fsgröße für die Beurteilung der „Schubsicherung" gehlten Hauptzugspannung σ_I nicht besteht.

Zusammenfassung

1. Im betrachteten Spannbetonträger ohne Verbund en wir im Endteil — trotz vorhandener Querkräfte — rhältnisse entdeckt, die im wesentlichen einer mehr oder niger exzentrisch gedrückten Säule ähnlich sind. Eine „Schubsicherung" wäre in einem solchen Fall genauso nlos wie eine „Schubsicherung" einer Betonsäule. Unnstigere Verhältnisse ergaben sich im Endteil des Spnnonträgers mit Verbund — wegen der vorhandenen Verndkräfte —, wie das die Kornwestheimer Versuchsger A und B sehr deutlich gezeigt haben. Weitaus am ungünstigsten sind aber die Verhältnisse im Endteil des Stahlbetonträgers, wenn eine Verbundsicherung fehlt.

2. Wird ein Träger so konstruiert, daß keine Maßnahmen getroffen werden, durch welche die im Stadium I vorhandenen Verbundkräfte auch im Stadium II aufgenommen werden können, dann reißen die durch die Biegezugrisse entstandenen Betonzähne einer nach dem anderen ab, wobei aus dem ursprünglichen Träger mit Verbund ein Träger ohne Verbund entsteht. Zwischen dem Spannglied und der Druckzone haben sich durch die Risse bewegliche Pendel ausgebildet, die keine waagrechten Kräfte aufnehmen können. Es verbleibt ein Bogen mit Zugband.

3. Die sog. Schubsicherung, die nachweislich nichts mit einer Sicherung gegen Schubspannungen zu tun hat, hat sich bei einer näheren Untersuchung als eine Verbundsicherung herausgestellt. Diese Verbundsicherung besteht darin, den Betonkörper so zu konstruieren, daß er auch im Stadium II die Fähigkeit behält, vom Spannglied — auf seiner ganzen Länge — Teilzugkräfte aufzunehmen. — Im Gegensatz dazu hat der Träger ohne Verbund unter jeder Belastungsverteilung auf der ganzen Spanngliedlänge überall gleichbleibende Spanngliedzugkraft. Somit werden beim letzteren Spanngliedkräfte nur an den Spanngliedenden an den Betonkörper abgegeben.

4. Wenn aus einem Träger mit Verbund, aber fehlender Verbundsicherung im Stadium II ein Träger ohne Verbund entsteht, wodurch dann die Stahleinlagen nur noch Zugbänder sind, dann ist das für einen Stahlbetonträger viel unangenehmer als für den Spannbetonträger, weil die Zugbänder des ersteren, nur mit Endhaken versehen, ausgesprochen ungenügend verankert sind, während die Verankerungen der üblichen Spannglieder die volle Tragfähigkeit des Spanngliedes aufnehmen können. Deshalb konnte die Tragfähigkeit der Stahlbetonträger durch Maßnahmen der Verbundsicherung um mehr als 100 % gesteigert werden, während von den Kornwestheimer Trägern A und B der Träger ohne Verbund nur 11 % weniger getragen hat als der Träger mit Verbund. Aber auch die kleinere Tragfähigkeit lag über der 1,75fachen Sicherheit, die nach der deutschen Spannbetonnorm (DIN 4227) ge-

fordert wird, so daß von diesem Standpunkt aus eine Verbundsicherung unnötig wäre.

5. Wenn die Erhaltung des Verbundes beim Spannbetonträger von so wesentlich kleinerer Bedeutung ist als beim Stahlbetonträger, dann sind offensichtlich auch die zahlreichen Versuche an Stahlbetonträgern hinsichtlich der sog. „Schubsicherung" für die Spannbetonträger wenig aufschlußreich, um so mehr, als auch im Falle einer sog. vollkommenen Verbundsicherung nur eine elastische Verbundsicherung erreicht werden kann. Die errechnete Aufnahme der Verbundkräfte erfolgt erst, nachdem sich die Bügel beachtlich gedehnt haben (z. B. bei $\sigma_e = 4000\,\mathrm{kg/cm^2}$ nach DIN 4227 beträgt die Dehnung der Bügel rd. 2‰). Es erscheint deshalb berechtigt, zu erwarten, daß die systematischen Versuche an Spannbetonträgern, die noch durchzuführen sind und bisher noch fehlen, zeigen werden, daß eine teilweise Verbundsicherung praktisch die gleiche Tragfähigkeit liefern wird wie die sog. „volle Schubsicherung", die dann nur ausnahmsweise der Bemessung zugrunde gelegt werden wird (z. B. für Brücken).

6. Der bisher übliche Weg der sog. „Schubsicherun von Spannbetonbalken, der darin besteht, daß zuerst der rechnerischen Bruchbelastung entsprechenden Hau zugspannungen so berechnet werden, als ob noch Stadiun vorhanden wäre, und dann, weil unter dieser Last weg zahlreicher Risse im Stadium II diese Hauptzugspannung gar nicht mehr vorhanden sind, Ersatz in Form von Stal einlagen verlangt wird, ist m. E. irreführend. Trotz groß Rechenarbeit stehen diese Hauptzugspannungen in keine direkten Zusammenhang mit der aufzunehmenden V bundbelastung v_x, im Gegensatz zum Stahlbetonträg bei welchem v_x und τ proportional sind.

Literatur

1. B. Seybold: Über die Scherfestigkeit spröder Bausto Diss. Stuttgart 1933.

2. Gierach-Sättele in: D.A.f.S., Heft 115: Die Versu der Bundesbahn an Spannbetonträgern in Kornwestheim.

3. G. Kani: Spannbeton in Entwurf und Ausführung, S. 491 Stuttgart: Konrad Wittwer.

Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und Haftspannungen im Stahlbeton

Von Dr.-Ing. **Hans Bufler**, München

DK 624.042 : 693.554 : 693.564

1. Einleitung und Problemstellung

Bewehrte Betonträger werden durch äußere Kräfte (Fremdlasten einschließlich Eigengewicht) und innere Kräfte, welche auf Vorspannungen, ungleiche Wärmedehnungen oder Schwinden des Betons zurückzuführen sind, beansprucht. Der Kraftfluß zwischen Stahl und Beton erfolgt hierbei durch Normalspannungen senkrecht zum Draht (infolge des Schwindens und der bei Dehnung auftretenden Querkontraktion) und durch die längs der Berührungsfläche auftretenden Schubspannungen („Haftspannungen"). Die Wirkung der Haftung beruht dabei sowohl auf der Klebekraft zwischen beiden Stoffen als auch auf der Reibung, die durch den Normaldruck zustande kommt, wobei die Beschaffenheit der Drahtoberfläche eine sehr wesentliche Rolle spielt. Man unterscheidet grundsätzlich vollkommenen Verbund, bei dem eine vollständige Haftung vorliegt, also insbesondere bei sehr rauher oder profilierter Drahtoberfläche, und unvollkommenen Verbund, bei welchem infolge einer zu glatten Drahtoberfläche bzw. übermäßiger Beanspruchung eine relative Verschiebung zwischen Draht und Beton eingetreten ist, so daß keine Klebekraft mehr wirkt und somit für die Übertragung der Schubspannungen nur noch die Reibung allein sorgt.

Für die anschließenden Untersuchungen sei ein vollkommener Verbund vorausgesetzt. Es werde ein Betonkörper von der Form eines prismatischen Stabes betrachtet, durch dessen Querschnittschwerpunkt ein Draht führt, so daß bei den behandelten Beanspruchungsarten Biegung ausgeschlossen ist. Folgende Elementarfälle werden ins Auge gefaßt (s. Abb. 1a bis 1f):

a) Die beiden Drahtenden werden gegeneinandergezogen,

b) die beiden Stabenden werden gegeneinandergezogen, wobei die Drahtenden frei sind,

c) der Stab ist vorgespannt,

d) Der bei der Temperatur t_0 spannungslose Stab werde auf die Temperatur t gebracht, so daß — wegen der Verschiedenheit der Wärmeausdehnungszahlen von Stahl und Beton — Wärmespannungen auftreten,

e) es liegen infolge des Schwindens von Beton Schrumpfspannungen vor,

f) ein Drahtende wird gegen den einseitig gedrückten Stab gezogen.

In jedem Fall interessiert der Verlauf der Haftspannungen, welcher einen Einblick in die Krafteinleitung vom Draht in den Betonkörper oder umgekehrt gestattet, sov die Größe der Normalspannungen im Draht.

Experimentelle Arbeiten zur Erforschung dieser V hältnisse findet man in der Literatur, s. z. B. [1], [2], [Allerdings werden die Versuche im allgemeinen auf Fälle a und f nach Abb. 1a und 1f („Ausziehversuche beschränkt, wobei meist zylindrische Betonkörper zur V

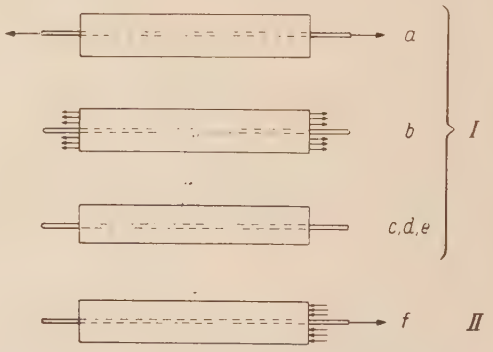


Abb. 1. Untersuchte Belastungsarten am armierten Stab. — a) beiden Drahtenden werden gegeneinander gezogen; b) die bei Stabenden werden gegeneinander gezogen (die Drahtenden hierbei frei); c) der Stab ist vorgespannt; d) es liegen Wär spannungen vor; e) infolge des Schwindens von Beton sind Schrum spannungen vorhanden; f) ein Drahtende wird gegen den eins gedrückten Stab gezogen.

wendung kommen. Für den Verlauf der Haft- und Dra spannungen in einem vorgespannten Stab gibt es em rische Formeln, s. z. B. [4]. Bei der üblichen Berechnu bedient man sich einer stark vereinfachten, mit der Wi lichkeit nicht im Einklang stehenden Rechnungsweise.

Der Zweck der vorliegenden Arbeit ist, zunächst e Differentialgleichung aus den Grundlagen heraus (Hoo sches Gesetz, Gleichgewichtsbedingung am Element) un Verwendung eines geeigneten Ansatzes herzuleiten. Spannungsverteilungen für die eingangs erwähnten F a bis f erhält man dann daraus als an die Randbeding gen des jeweiligen Problems angepaßte spezielle Lösung Auf diese Weise ist es möglich, die verschiedenen lastungsarten in einem Zuge systematisch zu erfassen. in der Theorie auftretende Konstante h bzw. λ muß f lich erst durch Versuche festgelegt werden.

2. Differentialgleichung und allgemeine Lösung

Für die Ableitung wird der Betonkörper als kr zylindrisch mit einem axial verlaufenden Draht vora

esetzt. Dann sind die Haftspannungen gleichmäßig über en Drahtumfang verteilt und nur noch von einer Koordiate, nämlich derjenigen in Längsrichtung des Drahtes, bhängig. Es zeigt sich aber, daß sich die Ergebnisse auch uf nichtkreisförmige Querschnitte übertragen lassen, falls ie Querschnittsabmessung des Drahtes klein ist im Verleich zu derjenigen des Betonkörpers. Ferner wird die ültigkeit des Hookeschen Gesetzes zugrunde gelegt, d. h. ie Beanspruchung soll im linearen Bereich liegen.

Folgende Bezeichnungen werden verwendet:

- x, ξ Längskoordinaten
- σ_1 mittlere Normalspannung in axialer Richtung im Betonkörper an der Stelle x bzw. ξ
- $\sigma_2 = \sigma$ Normalspannung im Draht an der Stelle x bzw. ξ
- σ_{20} von außen in den Draht eingeleitete Normalspannung
- σ_{10} von außen in den Betonkörper eingeleitete Normalspannung
- $\sigma_{2\infty}$ Normalspannung im Draht bei großer Entfernung vom Rand
- τ Haftspannung an der Stelle x bzw. ξ
- ε_1 mittlere Dehnung des Betonkörpers an der Stelle x bzw. ξ
- ε_2 Dehnung des Drahtes an der Stelle x bzw. ξ
- ε_s relative Verkürzung des Betonkörpers (infolge des Schwindens)
- σ_v Vorspannung des Drahtes
- γ Schiebung des Betons längs des Drahtes gemäß $\tau = \gamma\, G_1$ an der Stelle x bzw. ξ
- G_1 Schubmodul des Betons
- μ_1 Querdehnzahl des Betons
- E_1 Elastizitätsmodul des Betons
- E_2 Elastizitätsmodul des Drahtes
- F_1 Querschnitt des Betonkörpers (ohne Draht)
- F_2 Drahtquerschnitt
- u Drahtumfang
- r Drahtradius
- l halbe bzw. ganze Länge des Betonkörpers (s. Abb. 3)
- α_1 Wärmeausdehnungszahl von Beton
- α_2 Wärmeausdehnungszahl von Stahl
- t_0 Temperatur des Stahlbetonkörpers im wärmespannungsfreien Zustand
- t Temperatur des Stahlbetonkörpers
- h, λ in der Theorie auftretende Konstanten.

Zunächst werden die Gesamtdehnung des Drahtes ε_2 nd die mittlere Gesamtdehnung des Betonkörpers ε_1 bötigt, welche sich zusammensetzen aus der elastischen Dehnung, der thermischen Dehnung, der Dehnung infolge es Schwindens von Beton (Schrumpfung) und der Dehung infolge der Drahtvorspannung. Es ergibt sich

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_1} + \alpha_1 (t - t_0) - \varepsilon_s\,, \tag{1}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma}{E_2} + \alpha_2 (t - t_0) - \frac{\sigma_v}{E_2}\,^{*)}\,; \tag{2}$$

obei die mittlere Spannung im Betonkörper σ_1 mit der rahtspannung σ aus Gleichgewichtsgründen verknüpft ist urch

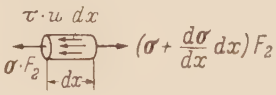
$$\sigma_1 F_1 + \sigma F_2 = \sigma_{10} F_1 + \sigma_{20} F_2\,. \tag{3}$$

Die Haftspannung τ ist der Schiebung γ proportional:

$$\tau = \gamma\, G_1\,. \tag{4}$$

In (1) und (2) blieben die Normalspannungen senkecht zum Draht, welche durch die Querkontraktion und as Schwinden zustande kommen, unberücksichtigt. Ihre uswirkung auf den Spannungszustand im Draht ist nicht esentlich. Dagegen kann sich ihr Einfluß auf die Haftfestigkeit bei glatter Drahtoberfläche bemerkbar machen, und zwar durch vorzeitiges Lösen infolge einer Querschnittsverjüngung des auf Zug beanspruchten Drahtes. Eine aufgerauhte oder profilierte Drahtoberfläche jedoch sorgt — falls keine zu große Beanspruchung vorliegt — mit Ausnahme der Enden des Verbundkörpers für eine sichere Haftung, welche im folgenden auch vorausgesetzt wird. An den Enden des Verbundkörpers geht jedoch bei Belastung der Verbund verloren. Daher gelten die hier abgeleiteten Formeln nur für den Bereich der sicheren Haftung, d. h. die unmittelbare (sehr kleine verbundlose) Umgebung der Enden ist ausgenommen.

Die Gleichgewichtsbedingung des in Abb. 2 gezeigten Drahtelements liefert (die Gestalt des Drahtquerschnitts kann beliebig sein, sobald der Querschnitt des Betonkörpers groß ist im Vergleich zu demjenigen des Drahtes):



$$\tau = \frac{F_2}{u} \cdot \frac{d\sigma}{dx}\,. \tag{5}$$

Abb. 2. Gleichgewicht am Drahtelement.

Für den Differentialquotienten der Schiebung $d\gamma/dx$ längs des Drahtes wird nun folgender Ansatz zugrunde gelegt, der die Dehnungen ε_1 und ε_2 und die Schiebung γ miteinander in Beziehung setzt und für das weitere maßgebend sein soll:

$$\frac{d\gamma}{dx} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{h}\,. \tag{6}$$

Die Größe h hat dabei die Dimension einer Länge und ist bei beliebiger Umhüllung des Drahtes (also insbesondere bei einer nichtprismatischen Form des Betonkörpers) eine Funktion von x, deren Bestimmung die für die jeweilige Form gültige strenge elastizitätstheoretische Lösung des Problems voraussetzt. Darauf sei hier jedoch nicht eingegangen; vielmehr soll zunächst eine Differentialgleichung für $\sigma = \sigma\,(x)$ abgeleitet werden. Es ergibt sich durch Kombination von (1), (2), (3), (4), (5), (6), nämlich Eliminieren von $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \gamma$ in (6) durch (1), (2), (4), sodann Einführung von τ nach (5) und σ_1 nach (3)

$$\frac{d^2\sigma}{dx^2} - \lambda^2 (\sigma - \sigma_{2\infty}) = 0\,, \tag{7}$$

wobei

$$\sigma_{2\infty} = \frac{\dfrac{F_1}{F_2}}{1 + \dfrac{E_1}{E_2} \cdot \dfrac{F_1}{F_2}} \cdot \left\{ \sigma_{10} + \frac{F_2}{F_1} \cdot \sigma_{20} + \frac{E_1}{E_2} \left[\sigma_v + E_2 (t - t_0)(\alpha_1 - \alpha_2) - E_2\, \varepsilon_s \right] \right\} \tag{8}$$

und

$$\lambda = \sqrt{\frac{u\, G_1}{h\, E_1 F_1} \left(1 + \frac{E_1 F_1}{E_2 F_2} \right)}$$

bzw. wegen

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1 + \mu_1)}\,,$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{u}{2(1 + \mu_1)\, h\, F_1} \left(1 + \frac{E_1 F_1}{E_2 F_2} \right)}\,, \tag{9}$$

Die zur Abkürzung eingeführte Größe $\sigma_{2\infty}$ ist diejenige Drahtspannung, welche sich bei gleicher Dehnung von Draht und Beton einstellt, wie es z. B. bei langen Stäben in größerer Entfernung vom Rand zutrifft. Die Bedingung $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$ liefert nämlich mit (1) und (2) unter Berücksichtigung von (3) sofort $\sigma = \sigma_{2\infty}$.

*) Stahl ist vor dem Verbund vorgespannt.

(7) ist eine lineare Differentialgleichung 2. Ordnung. Unter der Annahme, daß bei einem prismatischen Körper h (und somit λ) unabhängig von x ist, läßt sie sich sofort integrieren. Das allgemeine Integral lautet:

$$\sigma - \sigma_{2\infty} = C_1 \cdot e^{\lambda x} + C_2 \cdot e^{-\lambda x} \tag{10}$$

mit C_1 und C_2 als Integrationskonstanten.

Mit der Lösung von σ ist auch die Lösung für die Haftspannung τ bekannt. Man erhält nämlich nach (5) und (10)

$$\tau = \frac{F_2}{u} \lambda \left[C_1 e^{\lambda x} - C_2 e^{-\lambda x} \right]. \tag{11}$$

Falls der Draht einen kreisförmigen Querschnitt vom Radius r besitzt, kann man schreiben

$$\frac{F_2}{u} = \frac{r}{2}. \tag{12}$$

Die Bestimmung der in den Exponenten von (10) und (11) auftretenden Konstanten λ hat — wegen der Unkenntnis von h in (9) — durch Versuche zu erfolgen.

3. Spezielle Lösungen

Diese ergeben sich durch Anpassung der allgemeinen Lösungen (10) und (11) an die Randbedingungen. Prinzipiell unterscheidet man zwischen zwei Gruppen (s. Abb. 1):

I. Symmetrischer Fall:

Der Draht wird beidseitig durch die äußeren Kräfte $P_2 = \sigma_{20} F_2$ beansprucht; am Betonkörper können hierbei auch die äußeren Kräfte $P_1 = \sigma_{10} F_1$ angreifen. Außerdem können auch Vor-, Schrumpf- und Wärmespannungen vorliegen.

II. Asymmetrischer Fall:

Ein Drahtende wird mit der Kraft $P_2 = \sigma_{20} F_2$ gegen den einseitig mit derselben Kraft gedrückten Stab gezogen.

Damit werden sämtliche eingangs angeführten Elementarfälle a) bis f) erfaßt.

A. Gruppe I. Bezüglich der Festlegung des Koordi-

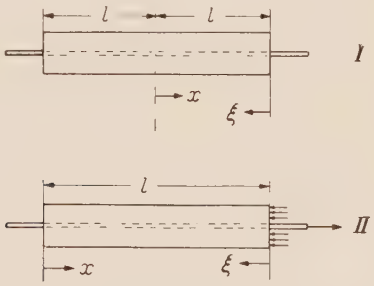


Abb. 3. Festlegung der Koordinaten für Gruppe I (symmetr. Fall) und Gruppe II (asymmetr. Fall).

natensystems sei auf Abb. 3 verwiesen. Es gelten die Randbedingungen:

$$\tau = 0 \text{ bei } x = 0 \quad \text{und} \quad \sigma = \sigma_{20} \text{ bei } x = l.$$

In Verbindung mit (10) und (11) erhält man die Integrationskonstanten

$$C_1 = C_2 = \frac{\sigma_{20} - \sigma_{2\infty}}{2 \operatorname{Cos} \lambda l}.$$

Damit folgt für die Normalspannung σ im Draht sowie für die Haftspannung τ

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{2\infty} + (\sigma_{20} - \sigma_{2\infty}) \cdot \frac{\operatorname{Cos} \lambda x}{\operatorname{Cos} \lambda l}, \\ \tau &= \frac{F_2}{u} \lambda (\sigma_{20} - \sigma_{2\infty}) \cdot \frac{\operatorname{Sin} \lambda x}{\operatorname{Cos} \lambda l}. \end{aligned}\right\} \tag{13a}$$

Die Spannung $\sigma_{2\infty}$ ist dabei aus (8) zu entnehmen; sie enthält bereits den Einfluß einer evtl. äußeren Spannung σ_{10} sowie der Vor-, Schrumpf- und Wärmespannunge (13a) mit (8) beinhaltet somit die in der Einleitung a gezählten Elementarfälle a) bis e). Falls keine äußere Dra kraft vorhanden ist [Fälle b) bis e)], bekommt man a (13a) mit $\sigma_{20} = 0$:

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{2\infty} \left(1 - \frac{\operatorname{Cos} \lambda x}{\operatorname{Cos} \lambda l}\right) \\ \tau &= -\frac{F_2}{u} \lambda \cdot \sigma_{2\infty} \cdot \frac{\operatorname{Sin} \lambda x}{\operatorname{Cos} \lambda l}. \end{aligned}\right\} \tag{13}$$

Nach Einführung der Drahtspannung σ_{2m} in der Mit (bei $x = 0$) ergibt sich aus (13a) folgende Beziehung:

$$\lambda l = \mathfrak{Ar} \operatorname{Cos} \left(\frac{\sigma_{20} - \sigma_{2\infty}}{\sigma_{2m} - \sigma_{2\infty}} \right). \tag{13}$$

Diese Gleichung erlaubt die Bestimmung von λ, falls σ durch Versuche bekannt ist.

Wenn ein „langer" Stab vorliegt (großes λl), kann m $e^{-\lambda l}$ gegen $e^{\lambda l}$ und $e^{-\lambda(l+x)}$ gegen $e^{-\lambda(l-x)}$ (für positiv x in der Größenordnung von l) vernachlässigen[1] u erhält

$$\frac{\operatorname{Sin} \lambda x}{\operatorname{Sin} \lambda l} \approx \frac{\operatorname{Cos} \lambda x}{\operatorname{Sin} \lambda l} \approx \frac{\operatorname{Cos} \lambda x}{\operatorname{Cos} \lambda l} \approx \frac{\operatorname{Sin} \lambda x}{\operatorname{Cos} \lambda l} \approx e^{-\lambda \xi}, \tag{1}$$

wobei

$$\xi = l - x$$

die vom Rand aus zählende Koordinate darstellt.

Die Formeln (13a) gehen dann über in

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{2\infty} + (\sigma_{20} - \sigma_{2\infty}) e^{-\lambda \xi}, \\ \tau &= \frac{F_2}{u} \lambda (\sigma_{20} - \sigma_{2\infty}) e^{-\lambda \xi}, \end{aligned}\right\} \tag{13}$$

und die Formeln (13b) in

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{2\infty} (1 - e^{-\lambda \xi}), \\ \tau &= -\frac{F_2}{u} \lambda \sigma_{2\infty} e^{-\lambda \xi}. \end{aligned}\right\} \tag{1}$$

Für „kurze" Stäbe (kleines λl) gilt:

$$\left.\begin{aligned} &\operatorname{Sin} \lambda x \approx \lambda x; \qquad \operatorname{Sin} \lambda l \approx \lambda l, \\ &\operatorname{Cos} \lambda x \approx \operatorname{Cos} \lambda l \approx 1. \end{aligned}\right\}$$

Damit geht (13a) über in

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{20} = \text{const.} \\ \tau &= \frac{F_2}{u} \lambda^2 (\sigma_{20} - \sigma_{2\infty}) \cdot x. \end{aligned}\right\} \tag{1}$$

und (13b) in

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= 0, \\ \tau &= -\frac{F_2}{u} \lambda^2 \sigma_{2\infty} \cdot x. \end{aligned}\right\} \tag{1}$$

In Abb. 4 und 5 ist der nach (13a) [bzw. (13d) und (13 sowie (13b) [bzw. (13e) und (13g)] berechnete Verla von σ/σ_{max} und τ/τ_{max} über der dimensionslosen K ordinate x/l bzw. ξ/l für verschiedene Werte des Pa meters λl dargestellt. Man erkennt das exponentie Abklingen der vom Rand ausgehenden Störung b großem λl.

B. Gruppe II. Die Festlegung des Koordinatensyste ist aus Abb. 3 zu entnehmen. Wegen $\sigma_{20} F_2 = -\sigma_{10} F_1$ wi nach (8) $\sigma_{2\infty} = 0$ (falls man von Vor-, Schrumpf- u Wärmespannungen absieht). Die hier behandelte Aufga

[1]) Nach (9) ist

$$\lambda l = \sqrt{\frac{u}{2(1+\mu_1) h} \left(\frac{l^2}{F_1} + \frac{E_1}{E_2} \frac{l^2}{F_2} \right)}.$$

Wenn das Verhältnis l^2/F_1 (und somit der Wert λl) groß ist, sprec wir von „langen" Stäben, bei kleinem l^2/F_1 (d. h. kleinem λl) v „kurzen" Stäben.

spricht dem Elementarfall f). Als Randbedingungen hat n:

$$\sigma = 0 \text{ bei } x = 0 \text{ und } \sigma = \sigma_{20} \text{ bei } x = l.$$

r die Integrationskonstanten folgt nun aus (10) mit $_0 = 0$:

$$C_1 = -C_2 = \frac{\sigma_{20}}{2 \operatorname{Sin} \lambda l},$$

daß man für σ und τ folgende Formeln erhält:

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{20} \cdot \frac{\operatorname{Sin} \lambda x}{\operatorname{Sin} \lambda l}, \\ \tau &= \frac{F_2 \lambda}{u} \sigma_{20} \frac{\operatorname{Cos} \lambda x}{\operatorname{Sin} \lambda l}. \end{aligned}\right\} \quad (16a)$$

Für „kurze" Stäbe erhält man aus (16a) mit (15)

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{20} \cdot \frac{x}{l}, \\ \tau &= \frac{F_2}{l u} \cdot \sigma_{20} = \text{const.} \end{aligned}\right\} \quad (16c)$$

d. h. σ sinkt in diesem Falle linear von σ_{20} auf Null ab, während τ konstant bleibt. Diese Formeln werden bei der üblichen Berechnung im Stahlbeton verwendet (s. [5] S. 48), obwohl man es dort im allgemeinen mit längeren Stäben zu tun hat.

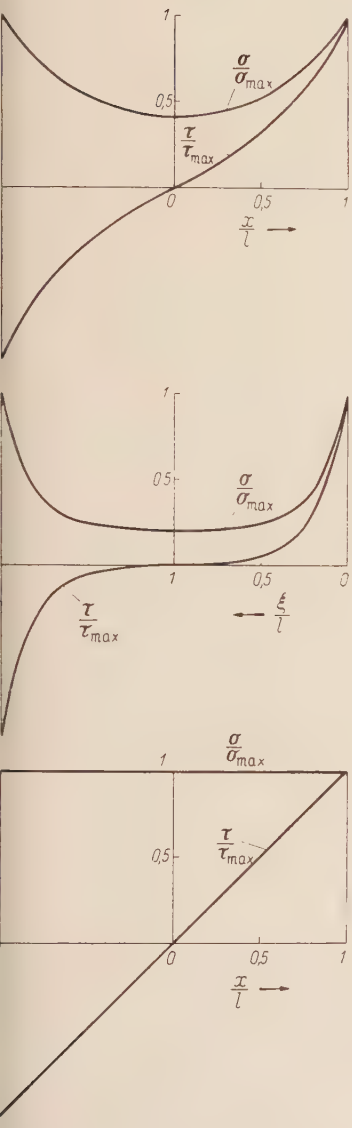
In Abb. 6 ist der nach (16a) bzw. (16b) und (16c) ermittelte Verlauf von σ/σ_{max} und τ/τ_{max} für verschiedene Werte des Parameters λl aufgetragen.

Eine übersichtliche Zusammenstellung der für die einzelnen Fälle maßgebenden Formeln findet man in den Tabellen 1 bis 3.

4. Vergleich mit experimentellen Ergebnissen

A. Spannungsoptische Versuche

Eine Reihe von Modellversuchen, welche unter an-



. 4. Verlauf der dimensionslosen Drahtnung σ/σ_{max} und der dimensionsn Haftspannung τ/τ_{max} über der ensionslosen Koordinate x/l bzw. ξ/l Belastungsfall a). — a) für $\lambda l = 2$ und $/\sigma_{max} = 0{,}2$; b) für $\lambda l = 6$ und $\sigma_{2\infty}/_x = 0{,}2$ („lange" Stäbe); c) für $\gamma l < 0{,}3$ („kurze" Stäbe).

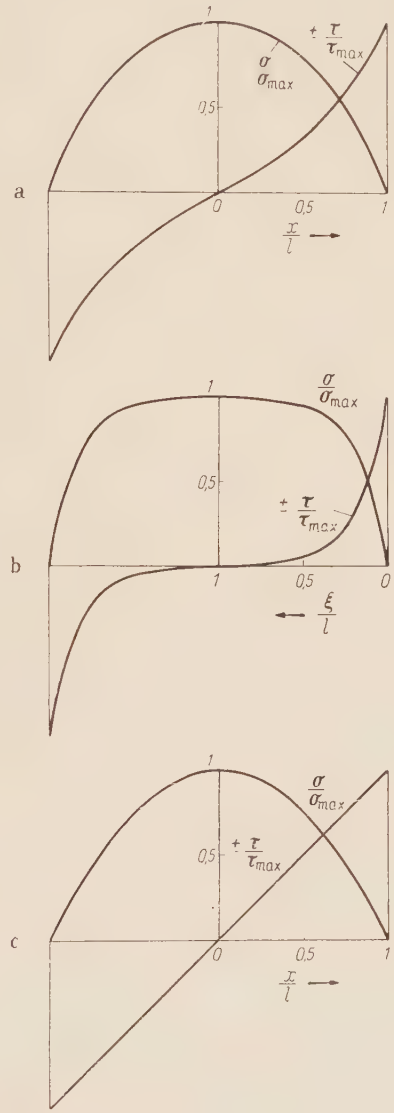


Abb. 5. Verlauf der dimensionslosen Drahtspannung σ/σ_{max} und der dimensionslosen Haftspannung τ/τ_{max} über der dimensionslosen Koordinate x/l bzw. ξ/l bei den Belastungsfällen b), c), d), e). — a) für $\lambda l = 2$; b) für $\lambda l = 6$ („lange" Stäbe); c) für $\lambda l < 0{,}3$ („kurze" Stäbe).

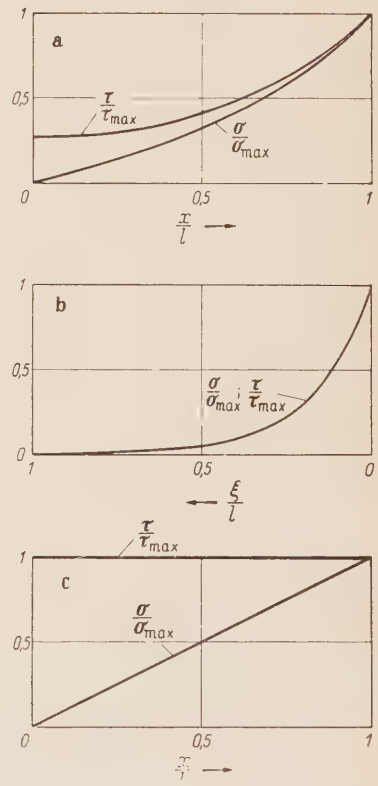


Abb. 6. Verlauf der dimensionslosen Drahtspannung σ/σ_{max} und der dimensionslosen Haftspannung τ/τ_{max} über der dimensionslosen Koordinate x/l bzw. ξ/l bei Belastungsfall f). — a) für $\lambda l = 2$; b) für $\lambda l = 6$ („lange" Stäbe); c) für $\lambda l < 0{,}3$ („kurze" Stäbe).

Bei „langen" Stäben kann man wieder vom vereinten Ausdruck (14) Gebrauch machen und bekommt ür:

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{20} e^{-\lambda \xi}, \\ \tau &= \frac{F_2 \lambda}{u} \sigma_{20} e^{-\lambda \xi}. \end{aligned}\right\} \quad (16b)$$

derem die Fälle a) und f) nach Abb. 1 betreffen, wurde von A. C. de Vasconcelos [2] durchgeführt. Als optisch aktives Material wurde hierbei Araldit verwendet, das Drahtmaterial bestand aus Glasfaser bzw. Duraluminium. Um eine vollständige Auswertung der Versuche zu ermöglichen, wurde das räumliche Problem durch ein ebenes approximiert, d. h. statt eines z. B. zylindrischen Versuchskörpers kam ein Stab zur Verwendung, dessen eine Quer-

schnittsabmessung klein gegenüber der anderen war. Von den zahlreichen, in [2] durchgeführten Versuchen seien nur einige herausgegriffen, und zwar zwei Versuche, die sich auf den Fall a) beziehen, und ein Versuch für den Fall f). Die entsprechenden Modellkörper sind in Abb. 7 abgebildet, die Abmessungen finden sich in Tabelle 4.

Alle drei Modelle wurden einer Belastung vo $P = 66$ kg unterworfen. Die spannungsoptische Auswe tung der Versuche lieferte für das Drahtspannungsverhäl nis σ/σ_{max} und für die Schubspannung τ längs des Draht die in Abb. 8, 9 und 10 eingezeichneten, aus [2] e nommenen Kurven. Dabei gilt Abb. 8 für das Modell M Abb. 9 für das Modell M 3 und Abb. 10 für das Mod

Tabelle 1. Zusammenstellung der für Belastungsfall a) maßgebenden Formeln mit Hinweis auf die dazugehörigen Abbildungen.

Bemerkungen	Abb.	Gl. Nr.	$\frac{\sigma-\sigma_{2\infty}}{\sigma_{max}-\sigma_{2\infty}}$	$\frac{\tau}{\tau_{max}}$	σ_{max}	τ_{max}	$\sigma_{2\infty}$ nach (8)
allgemein	4a	13a	$\frac{\cos\lambda x}{\cos\lambda l}$	$\frac{\sin\lambda x}{\sin\lambda l}$	σ_{20}	$\frac{F_2}{u}\cdot(\sigma_{20}-\sigma_{2\infty})\,\lambda\cdot\mathrm{Tg}\,\lambda l$	$\frac{\sigma_{20}}{1+\frac{E_1}{E_2}\cdot\frac{F_1}{F_2}}$
für große λl (lange Stäbe)	4b	13d	$e^{-\lambda\xi}$	$e^{-\lambda\xi}$	σ_{20}	$\frac{F_2}{u}\cdot(\sigma_{20}-\sigma_{2\infty})\,\lambda$	
für kleine λl (kurze Stäbe)	4c*	13f	1	$\frac{x}{l}$	σ_{20}	$\frac{F_2}{u}\cdot(\sigma_{20}-\sigma_{2\infty})\,\lambda^2 l\approx 0$	

* Die aus den für kleine Werte von λl gültigen Näherungsformeln (13f) erhaltene Abb. 4c birgt scheinbar einen Widerspruch, da für $\sigma =$ const. aus Gleichgewichtsgründen keine Schubspannung auftreten darf. Diese geht in der Tat für $\lambda l \to 0$ schnell gegen Null, und es ist für kleine λl stetts $\sigma_{max}/\tau_{max} \gg 1$.

Tabelle 2. Zusamenstellung der für die Belastungsfälle b), c), d), e) maßgebenden Formeln mit Hinweis auf die dazugehörigen Abbildungen.

Bemerkung	Abb.	Gl. Nr.	$\frac{\sigma}{\sigma_{max}}$	$\frac{\tau}{\tau_{max}}$	σ_{max}	τ_{max}	$\sigma_{2\infty}$ nach (8)
allgemein	5a	13b	$\frac{\cos\lambda l-\cos\lambda x}{\cos\lambda l-1}$	$-\frac{\sigma_{2\infty}}{\lvert\sigma_{2\infty}\rvert}\,\frac{\sin\lambda x}{\sin\lambda l}$	$\sigma_{2\infty}\left(1-\frac{1}{\cos\lambda l}\right)$	$\frac{F_2}{u}\cdot\lvert\sigma_{2\infty}\rvert\cdot\lambda\cdot\mathrm{Tg}\,\lambda l$	$\frac{\frac{F_1}{F_2}}{1+\frac{E_1}{E_2}\cdot\frac{F_1}{F_2}}\left\{\sigma_{10}+\frac{E_1}{E_2}[\sigma_v+\right.$
für große λl (lange Stäbe)	5b	13e	$1-e^{-\lambda\xi}$	$-\frac{\sigma_{2\infty}}{\lvert\sigma_{2\infty}\rvert}\,e^{-\lambda\xi}$	$\sigma_{2\infty}$	$\frac{F_2}{u}\cdot\lvert\sigma_{2\infty}\rvert\cdot\lambda$	
für kleine λl (kurze Stäbe)	5c	13g	$1-\left(\frac{x}{l}\right)^2$ *	$-\frac{\sigma_{2\infty}}{\lvert\sigma_{2\infty}\rvert}\,\frac{x}{l}$	0	$\frac{F_2}{u}\cdot\sigma_{2\infty}\lvert\cdot\lambda^2 l\approx 0$	$+E_2(t-t_0)(\alpha_1-\alpha_2)-E_2\varepsilon_s]$

* Durch Grenzwertbetrachtung erhalten; wegen $\sigma_{max} = 0$ praktisch bedeutungslos.

Tabelle 3. Zusammenstellung der für Belastungsfall f) maßgebenden Formeln mit Hinweis auf die dazugehörigen Abbildungen.

Bemerkung	Abb.	Gl. Nr.	$\frac{\sigma}{\sigma_{max}}$	$\frac{\tau}{\tau_{max}}$	σ_{max}	τ_{max}	$\sigma_{2\infty}$
allgmein	6a	16a	$\frac{\sin\lambda x}{\sin\lambda l}$	$\frac{\cos\lambda x}{\cos\lambda l}$	σ_{20}	$\frac{F_2}{u}\,\sigma_{20}\,\lambda\,\mathrm{Ctg}\,\lambda l$	
für große λl (lange Stäbe)	6b	16b	$e^{-\lambda\xi}$	$e^{-\lambda\xi}$	σ_{20}	$\frac{F_2}{u}\,\sigma_{20}\,\lambda$	0
für kleine λl (kurze Stäbe)	6c	16c	$\frac{x}{l}$	1	σ_{20}	$\frac{F_2}{u\,l}\,\sigma_{20}$	

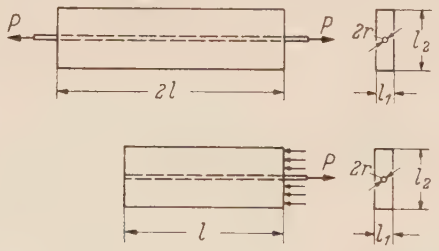


Abb. 7. Von Vasconcelos verwendete Versuchsmodelle aus Araldit.

Tabelle 4. Abmessungen der spannungsoptischen Modelle

Modell-bezeichn.	Belast.-fall	E-Moduln Verhältnis $\frac{E_2}{E_1}$	Drahtmaterial	l cm	l_1 cm	l_2 cm	r cm
M 1	a	10,4	Glasfaser	3,9	0,53	3,79	0,135
M 3	a	22,6	Duraluminium	3,8	0,52	2,14	0,1
M 10	f	22,6	Duraluminium	3,87	0,52	2,14	0,1

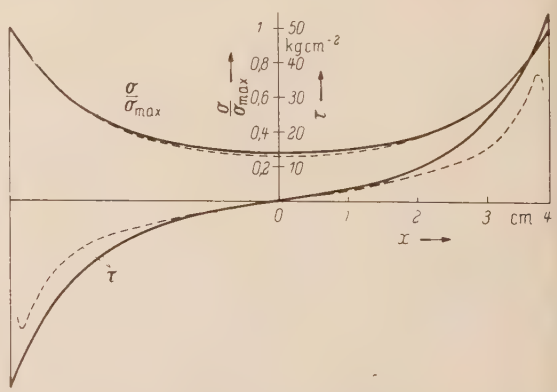
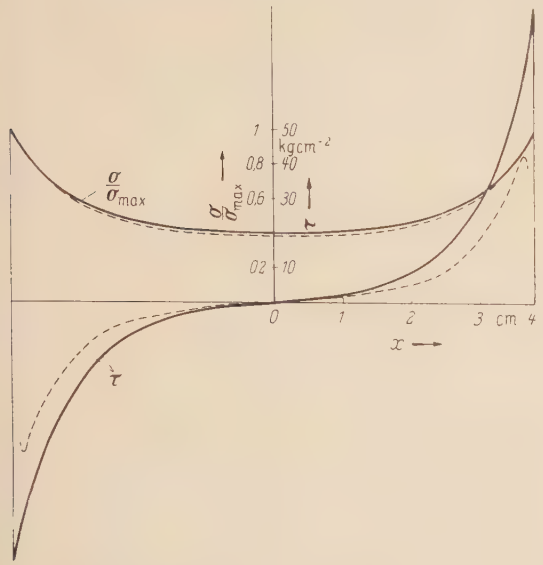


Abb. 8. Vergleich des theoretischen und des auf spannungsoptisch Weg erhaltenen Verlaufs der Spannungen σ/σ_{max} und τ (theoretische Kurven ausgezogen) für das Modell M 1.

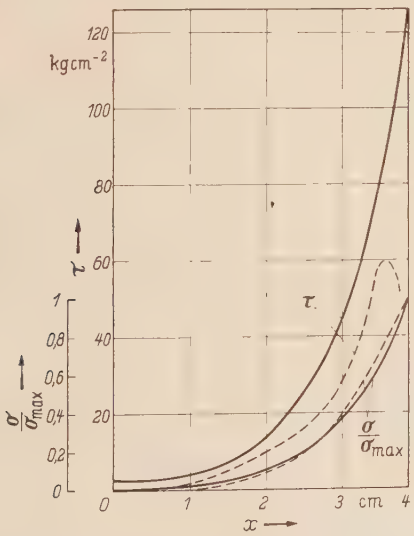
I 10. Die nach der hier vorliegenden Theorie ermittel-
n Kurven sind ausgezogen eingetragen. Es wurde hier-
ei für das Glasfaser-Araldit Modell M 1 mit $\lambda = 0{,}9\ \mathrm{cm}^{-1}$



bb. 9. Vergleich des theoretischen und des auf spannungsoptischem Weg erhaltenen Verlaufs der Spannungen σ/σ_{max} und τ (theoretische Kurven ausgezogen) für das Modell M 3.

erechnet, für die Modelle M 3 und M 10, welche aus
Duraluminiumdraht und Araldit bestanden und gleichen
Querschnitt aufweisen (und infolgedessen denselben λ-Wert
esitzen), mit $\lambda = 1{,}2\ \mathrm{cm}^{-1}$ *. Bei Modell M 1 wurde von
13a) Gebrauch gemacht, das Modell M 3 kann entweder
ach (13a) oder auch wegen des größeren $\lambda\, l$-Wertes nach
en vereinfachten Formeln (13d) berechnet werden. Für
as Modell M 10 wurde (16a) verwendet.

Man kann eine praktisch fast vollständige Übereinstimmung der gestrichelten (experimentellen) und ausgezogenen (theoretischen) σ/σ_{max}-Kurven feststellen. Bei der Haftspannung τ trifft dies nicht ganz zu. Es stimmt zwar



bb. 10. Vergleich des theoretischen und des auf spannungsoptischem Weg erhaltenen Verlaufs der Spannungen σ/σ_{max} und τ (theoretische Kurven ausgezogen) für das Modell M 10.

er qualitative Verlauf überein, jedoch treten größere
uantitative Abweichungen auf, was folgende Gründe hat:
rstens ist in nächster Umgebung des Drahtes kein
bener Spannungszustand vorhanden, welcher bei der

* Die Wahl des λ-Wertes wurde so getroffen, daß die theoretihen und experimentellen σ/σ_{max}-Kurven möglichst gut übereinimmten.

spannungsoptischen Auswertung vorausgesetzt wurde, und zweitens beziehen sich die gestrichelt angegebenen Schubspannungen auf eine Auswertungslinie, die zwar nahe am Draht, aber nicht unmittelbar an ihm verläuft. Andererseits entsprechen die theoretisch gewonnenen τ-Kurven auch nicht genau der Wirklichkeit, da die bei der Ableitung der Formeln vorausgesetzte Unabhängigkeit der Schubspannung τ von der Umfangskoordinate des Drahtes nur für Körper gilt, deren Querschnittsabmessung groß ist im Vergleich zu derjenigen des Drahtes, was hier ebenfalls nicht ganz zutrifft. Außerdem geht an den Drahtenden der Verbund verloren, was durch das Zurückgehen der Schubspannung auf Null angezeigt wird.

B. Dehnungsmessungen an Stahlbetonkörpern

Versuche zur Ermittlung des Normalspannungsverlaufs in einem nach Abb. 1a beanspruchten Stahlbetonstab wurden von J. Neils Thompson [3] unter Verwendung von Dehnungsmeßstreifen durchgeführt. Diese waren auf der Innenseite eines hohlen, aus zwei Hälften zusammengesetzten Stahlstabes, der von einem kreiszylindrischen Betonkörper umgeben war, aufgeklebt. Die Abmessungen des Versuchskörpers zeigt Abb. 11.

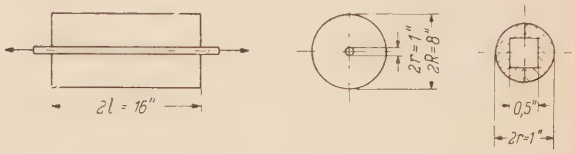


Abb. 11. Von J. N. Thompson verwendetes Versuchsmodell aus Stahlbeton.

Die bei verschiedenen Laststufen gewonnenen, in Abb. 12 dimensionslos aufgetragenen Meßergebnisse streuen in einem gewissen Bereich, der schraffiert dargestellt ist. Die ausgezogene Kurve wurde nach (13a) be-

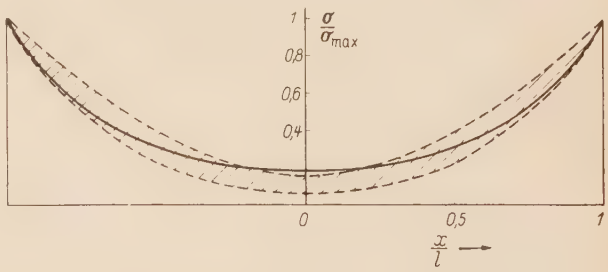


Abb. 12. Vergleich des theoretischen und des mit Hilfe von Dehnungsmessungen erhaltenen Verlaufs der Drahtspannung σ/σ_{max} (theoretische Kurve ausgezogen).

rechnet, wobei $\lambda\, l = 3$ gesetzt und für das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton $E_2/E_1 = 10$ angenommen wurde (in [3] ist dafür kein Wert angegeben).

Die Abweichung des experimentellen Ergebnisses von der Rechnung kann durch das Vorhandensein von Schrumpfspannungen erklärt werden. Diese führen zu einer Druckspannung im Stahlstab (mit einem Verlauf, wie er qualitativ in Abb. 5a dargestellt und nach (13b) erfaßbar ist), die in der Mitte am größten ist und nach außen hin abklingt. Sie hat eine Verminderung der Stahlspannung — insbesondere im mittleren Stabteil — zur Folge. Ihr relativer Einfluß auf die gesamte Stahlspannung ist um so größer, je geringer die äußere Zugbeanspruchung des Probekörpers ist. Daher weicht auch die für eine kleine Beanspruchung gültige experimentelle (in Abb. 12 untere gestrichelte) Kurve stärker von derjenigen ohne Berücksichtigung der Schrumpfspannungen berechneten (ausgezogenen) Kurve ab als die, welche für eine höhere Beanspruchung gilt (obere gestrichelte Grenzkurve). Leider sind in [3] keine quantitativen Angaben über das Schwinden des dort verwendeten Betons gemacht, so daß auf eine rechnerische Berücksichtigung verzichtet werden mußte.

5. Vergleich mit empirischen Formeln

Für den Verlauf der Drahtspannung σ in einem vorgespannten Stahlbetonstab (entsprechend unserem Belastungsfall c)) sind in [4] — geschrieben mit den hier verwendeten Bezeichnungen — die auf Grund von Versuchsbefunden aufgestellte Formel

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \left[1-\left(1-\frac{\xi}{a}\right)^3\right] = 3\,\frac{\xi}{a} - 3\left(\frac{\xi}{a}\right)^2 + \left(\frac{\xi}{a}\right)^3 \qquad (17a)$$

sowie für die Haftspannung τ der daraus abgeleitete Ausdruck

$$\tau = -\frac{F_2}{u}\cdot\frac{d\sigma}{d\xi} = -3\,\frac{F_2}{u}\cdot\frac{\sigma_{2\infty}}{a}\left(1-\frac{\xi}{a}\right)^2 =$$

$$= -3\,\frac{F_2}{u}\cdot\frac{\sigma_{2\infty}}{a}\left[1-2\,\frac{\xi}{a}+\left(\frac{\xi}{a}\right)^2\right]$$

bzw.

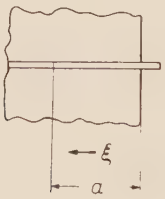


Abb. 13. Teil eines vorgespannten Stahlbetonkörpers.

$$-\frac{\tau}{\tau_{max}} = 1-2\,\frac{\xi}{a}+\left(\frac{\xi}{a}\right)^2 \qquad (18a)$$

angegeben. a bedeutet hierin die Einflußlänge der Schubspannung (s. Abb. 13). Nach der hier vorliegenden Theorie gilt für einen nicht zu kurzen Stab nach (13e)

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = 1-e^{-\lambda\xi} \qquad (19a)$$

und

$$-\frac{\tau}{\tau_{max}} = e^{-\lambda\xi}. \qquad (20a)$$

Entwickelt man die e-Funktion in eine Reihe, so erhält man:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \lambda\xi - \frac{(\lambda\xi)^2}{2} + \frac{(\lambda\xi)^3}{6} \mp \ldots \qquad (19b)$$

und

$$-\frac{\tau}{\tau_{max}} = 1-\lambda\xi + \frac{(\lambda\xi)^2}{2} \mp \ldots \qquad (20b)$$

Eliminiert man nun α in (17a) und (18a) durch $\alpha = 3/\lambda$, so folgt

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \lambda\xi - \frac{1}{3}(\lambda\xi)^2 + \frac{(\lambda\xi)^3}{27} \qquad (17b)$$

und

$$-\frac{\tau}{\tau_{max}} = 1-\frac{2}{3}\lambda\xi + \frac{(\lambda\xi)^2}{9}. \qquad (18b)$$

Der Vergleich von (17b) mit (19b) sowie (18b) m (20b) zeigt, daß jeweils nur das erste Glied der Summe zu Übereinstimmung führt, während die entsprechende Koeffizienten der anderen Glieder voneinander abweiche

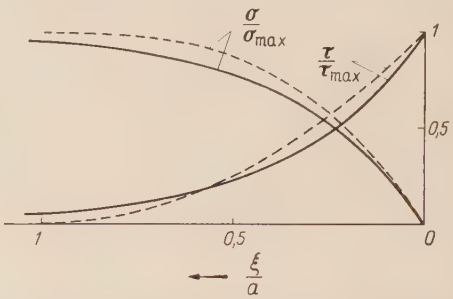


Abb. 14. Vergleich des theoretisch gewonnenen Spannungsverlaufs i einem vorgespannten Stahlbetonkörper mit empirischen Formeln (theoretische Kurven ausgezogen).

Um einen Überblick der Abweichungen zu erhalten, wurd in Abb. 14 der Verlauf von σ/σ_{max} sowie τ/τ_{max} über de dimensionslosen Koordinate ξ/a dargestellt. Die ausge zogenen Kurven wurden nach (19a) und (20a) mit $\lambda = 3/$ die gestrichelten nach (17a) und (18a) berechnet. Ma kann von einer verhältnismäßig guten Übereinstimmun der Kurven sprechen.

6. Zusammenfassung

Mittels eines geeigneten Ansatzes, in dem eine vo den speziellen Daten des betrachteten Stabes abhängig durch Versuche festzulegende Konstante auftritt, konnt eine Differentialgleichung für die Drahtspannung in einer armierten Stab hergeleitet werden. Mit ihrer Lösun ist auch die Lösung für den Verlauf der Haftspannung be kannt. Durch Anpassung an verschiedene Randbedingun gen wurde eine Reihe von Elementarfällen erfaßt (Bean spruchung durch äußere Kräfte, Vorspannung, Wärme spannungen und — infolge des Schwindens von Beton — Schrumpfspannungen) und diskutiert. Ferner wurde einige Versuchsergebnisse angeführt, welche die Theori bestätigen. Für den Drahtspannungsverlauf in einem vo gespannten Körper konnte schließlich eine verhältnismäßi gute Übereinstimmung der Theorie mit empirischen Fo meln nachgewiesen werden.

Literatur

1. W. Djarbry: Contribution á l'étude de l'adhérence des fe d'armature au béton. Rapport No. 184 EMPA Zürich (1952).
2. A. C. de Vasconcelos: Spannungsoptische Untersuchung de Spannungsverteilung in Stahlbetonbauteilen. Diss. TH Münche (1955).
3. J. Neils Thompson: Techniques used in the Experiment Stress Analysis of Reinforced Concrete Structures. Proc. SES VIII, 2 (1951) S. 111.
4. Ritter-Lardy: Vorgespannter Beton. Leemann-Verlag Züri (1946).
5. R. Saliger: Fortschritte im Stahlbeton durch hochwertig Werkstoffe und neue Forschungen. Verlag Franz Deuticke, Wie (1950).

Bewässerung und Kraftgewinnung im neuen Indien

Von Dipl.-Ing. **D. Brenske,** Bombay (Indien)

DK 626.8 + 627.8 : 621.311.21 (540)

1. Allgemeines

Indiens jährlicher Wasservorrat beträgt nach neuesten Schätzungen 1680 Md. m³, von denen 557 Md., also etwa 33 %, für Bewässerung und Kraftgewinnung genutzt werden könnten.

Indien verfügt bei einer Gesamtfläche von 3,3 Mio. km² über 1,5 Mio. km² kultivierbaren Boden, 1,1 Mio. km² werden hiervon genutzt, während 0,8 Mio. km² überhaupt noch nicht klassifiziert sind. Bis 1951 wurden 0,21 Mio. km² 21 Mio. ha) bewässert, das sind etwa 14 % des kultivierbaren und 20 % des tatsächlich genutzten Bodens. Nach neuesten Ermittlungen glaubt man insgesamt 60 Mio. H künstlicher Bewässerung erschließen zu können.

Von den oben angeführten 557 Md. m³ Nutzwasse waren zu Bewässerungszwecken bis 1951 nur 94 Md. m das sind etwa 6 % des gesamten Wasserhaushaltes, ge nutzt worden, während 1956 nach Durchführung de ersten Fünfjahrplanes der Verbrauch bereits auf da Doppelte angestiegen war. Dies allein spricht schon für di in diesem Zeitraum geleistete Arbeit. Das im ersten Fün jahresplan gesteckte Ziel einer Neubewässerung vo 3,4 Mio. ha wurde mit 85 % (2,9 Mio. ha) erreicht. Darübe hinaus wurden für etwa 4 Mio. ha bisher unzureichend be

ässerter Fläche die bestehenden Systeme verbessert und mit ständige Bewässerung gesichert. Dem steht eine in en letzten 50 Jahren vor der Unabhängigkeit Indiens neuschlossene Fläche von nur 3,5 Mio. ha gegenüber.

Im Vergleich zu anderen Ländern steht Indien mit inen Bewässerungsprojekten der Jahre 1951—1956 an ster Stelle, gefolgt von China mit 4 Mio. ha; jedoch wurn in China meist alte bereits seit Jahrhunderten beehende Bewässerungssysteme wieder in Betrieb genomen, während Indien im wesentlichen neue Projekte schuf. n dritter Stelle rangiert Rußland mit 2,1 Mio. ha neuschlossener Bewässerungsfläche im gleichen Zeitraum.

Über die weitere Ausnutzung des nach Durchführung er ersten beiden indischen Fünfjahrpläne noch nicht geıtzen Wassers bestehen noch keine festen Pläne; man beitet jedoch seitens der Zentralregierung wie auch in en einzelnen Staaten fieberhaft an der Erschließung eiterer Bewässerungsprojekte, um mit der stetig steigenen Bevölkerungszahl und der damit verbundenen Nahıngsmittelnachfrage Schritt zu halten.

1953 veröffentlichte die Regierung folgende interessante udie: Nach dem damaligen Steigungsverhältnis würde e Bevölkerung Indiens von den 360 Mio. des Jahres 1951 ereits 1971 auf 460 Mio. und 1981 auf 520 Mio. gestiegen in. Die damalige Planung sah nur Neubewässerung für sgesamt 16 Mio. ha vor, deren Ertrag jedoch dem dann zwischen angestiegenen Nahrungsmittelbedarf nicht hätte erecht werden können, so daß spätestens im Jahre 1975 e Regierung wieder dem gleichen Nahrungsmitteldefizit egenüberstehen würde wie vor in Angriffnahme der roßen Bewässerungsprojekte des ersten Fünfjahresplanes. abei war noch nicht berücksichtigt, daß infolge der Ialariabekämpfung und der ebenfalls schon in Angriff enommenen Förderung des Gesundheitswesens auch mit ner Herabsetzung der Sterbeziffer zu rechnen ist, so daß e Schwierigkeiten des Jahres 1975 vielleicht auch schon üher akut werden können.

Die erste Folgerung aus dieser Erkenntnis war eine eigerung der anfangs geplanten Bewässerungsziele. Man offt, nun nach Durchführung des zweiten Fünfjahrplanes also Ende 1961 — eine Gesamtfläche von 36 Mio. ha instlich zu bewässern, während bis 1970 eine Verdoppeng der Fläche des Jahres 1951 erreicht werden soll, d. h. sgesamt 42 Mio. ha.

Darüber hinaus rief man die Bevölkerung zur Geburtentrolle auf, falls die Projekte der Fünfjahrespläne nicht n erwarteten Erfolg haben würden und sollte das seit enschengedenken so gefürchtete Bremsmittel des Bevölrungszuwachses — nämlich der Hungertod — nicht eder für den nötigen Ausgleich sorgen müssen. Jedoch ist olge der außerordentlich religiösen Einstellung der völkerung und der Tatsache eines immer noch etwa prozentigen Analphabetentums irgendein Erfolg auf esem Gebiet noch nicht zu verzeichnen.

Den Leistungen des ersten Fünfjahresplanes auf dem ktor der Bewässerung stehen ähnliche Erfolge bei der aftgewinnung gegenüber: Auf insgesamt 30 000 km neutellten Starkstromleitungen wurde die Erzeugung (kWh) Jahr und Kopf der Bevölkerung in den Jahren 1951 1956 von 14 auf 25 erhöht.

Indiens Anteil an der Weltproduktion betrug 1938 166, 1951 noch 1 : 164 und 1954 bereits 1 : 160. Eine sammenstellung der installierten Leistung in Millionen V vor und nach der indischen Unabhängigkeit ergibt gendes Bild:

	vor 1951	bis 1956	Anstieg in %	bis 1961	Anstieg in %
atliches Netz	0,6	1,4	133	4,3	207
ektrizitätsgesellschaften	1,1	1,3	18	1,6	23
ustrielle Eigenerzeugung	0,6	0,7	17	1,0	43
gesamt	2,3	3,4	48	6,9	103

Hiervon entfallen 35 % auf Wasserkraft, etwa 5 % auf Dieselaggregat, während der Rest Dampfkraftwerken zufällt.

Indiens Wasserkräfte betragen nach neuesten Schätzungen 35 Mio kW. Auf die Flußläufe des Westgats entfallen hiervon 4 Mio. kW, 7 Mio. auf die Ostghats, 4 Mio. kW auf die Flüsse Zentralindiens und die restlichen 20 Mio. fallen den Flußläufen des Himalajas im Norden des Landes zu.

Darüber hinaus hat man sich bereits ein Bild über die zu Kraftgewinnungszwecken geeigneten Kohlevorräte gemacht. Hiernach verfügt Indien über 40 Milliarden t nicht verkokbarer Kohle, während die Vorräte an verkokbarer Kohle 2,7 Milliarden t betragen und die augenblicklich im Bau befindlichen drei großen Stahlwerke (Rourkela, Durgapur und Bilai) sowie das seit 1905 arbeitende Tata-Werk noch für einen Zeitraum von etwa 360 Jahren speisen können.

Hier sind also gewisse Grenzen gesetzt, während die Verhältnisse bei der nicht verkokbaren Kohle bedeutend günstiger liegen, so daß in Indien die Kraftquellen aus Kohle und Wasser der Nachfrage auf weite Sicht gerecht werden können.

Der erste Fünfjahresplan (1951—1956) war im wesentlichen der Nutzbarmachung des Wassers gewidmet. Im Vordergrund standen jedoch Bewässerungsprojekte, die in zweiter Linie das Ziel hatten, den Überschwemmungskatastrophen weitmöglichst Einhalt zu gebieten, während Kraftgewinnung an letzter Stelle stand. Anfangs war im ersten Fünfjahresplan ein Betrag von insgesamt 9,8 Md. Rupien (DM 8,6 Md.) vorgesehen, von denen 5,5 Md. DM Bewässerungszwecken dienen sollten, die später auf 6,4 Md. DM erhöht wurden. Tatsächlich wurden infolge Bauverzögerungen erst 3 Md. DM hiervon verbraucht, während der Rest von den nächsten Fünfjahresplänen mit übernommen wird.

Der 2. Fünfjahresplan sieht einen bedeutend größeren Posten für Kraftgewinnungsprojekte vor — 3,5 Md. DM gegenüber 3,1 Md. DM für Bewässerung — da infolge der industriellen Aufbauplanung hier noch eine große Lücke zu schließen ist.

Gestaffelt nach den Kosten der bereits fertiggestellten oder kurz vor ihrer Vollendung stehenden größeren Projekte ergibt sich etwa folgendes Bild.

Im nachfolgenden sollen nun die wichtigsten Projekte näher erläutert werden, wobei der Bericht wegen der Fülle der Bauvorhaben keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt. Der Bericht beginnt mit den Projekten der Damodar-Valley-Corporation. Eine ausführliche Darstellung des augenblicklich größten indischen Stauprojektes, des Bhakra-Dammes, ist in Vorbereitung und wird, sobald die wesentlichen Bauarbeiten abgeschlossen sind, zu einem späteren Zeitpunkt hier gegeben werden.

2. Die Projekte der Damodar-Valley-Corporation (DVC)

2.1 geschichtlicher Rückblick

Der Damodar-River ist mit seiner Gesamtlänge von 540 km und einem Einzugsgebiet von 24000 km² in der trockenen Jahreszeit ein harmloses Rinnsal und steigt beim Einsetzen des Monsuns (Juli—Oktober) innerhalb einiger Stunden nicht selten 2—3 m an. Maximale und minimale Jahresregenhöhen betragen 178 bzw. 71 cm.

Das obere Tal ist ein dschungelartiges Berggebiet, das eine sehr unterschiedliche Besiedelung aufweist, da infolge starker Erosion stellenweise das ehemals sehr fruchtbare Gebiet allmählich in eine Wüstenlandschaft verwandelt wurde und somit weite Gebietsteile kaum mehr die Möglichkeit zur landwirtschaftlichen Ausnutzung bieten.

Das untere Tal unterhalb des Zusammenflusses mit dem Barakar-River ist dagegen ein sehr fruchtbarer und flacher Landstreifen, der nach der Regenzeit in ein einziges Grün verwandelt ist, in der trockenen Jahreszeit jedoch ständiger Bewässerung bedarf. Hauptanbaufrucht ist eine Reissorte

Tabelle 1. Die wichtigsten Projekte

Projekt	Staat	Kosten in Mio. DM	Ausbeute: Kraft in 1000 kW	Ausbeute: Bewässerung in 1000 ha	Baubeginn	Fertigstellung
Bhakra-Nangal	Punjab	1400	954	2600	1948	1960
Damodar-Valley-Corporation (Tilaya, Konar, Panchet Hill, Maithon, Durgapur)	Bihar W.-Bengal	965	559	460	1948	1956
Hirakud	Orissa	880	234	720	1948	1956
Tungabhadra	Mysore	700	45	440	1945	1954
Chambal-River-Development (Kotah, Rana Sagar, Gandi Sagar)	Rajastan	550	161	560	1953	1962
Rihand	U.-Padresh	403	250	650	1947	1959
Koyna	Bombay	295	240	160	1953	1961
Machkund	Andhra	265	102	—	1947	1955
Bhadra	Mysore	158	33	90	1947	1958
Kakrapar	Bombay	146	—	265	1951	1960
Mayurakshi	W.-Bengal	142	2	304	1949	1955
Matatila	U.-Padresh	123	15	200	1952	1958
Sarda	„	111	42	—	1945	1955
Bhavani	Madras	90	—	85	1948	1954
Periyar	„	82	105	—	1954	1957
Sengulam	Travancore	29	48	—	1947	1954
Poringalkutu	„	29	32	—	1947	1955
Neriamangalam	„	26	45	—	1954	1958
Dampfkraftwerke:						
Trombay	Bombay	150	125			
Korba	Mad. Pradesh	110	90			
Thermal Station	Madras	92	60			
Nellore	Andhra	31	35			
Harduaganj	U.-Padresh	27	30			
Thermal Station	Rajastan	27	24			
Barauni	Bihar	42	20			
Katni	Mad. Pradesh	24	20			
Porbander	Bombay	18	15			
Kanpur	U.-Pradesh	16	15			
Verayal	Bombay	12	12			
Sicca	„	8	10			

Abb. 1. Geographische Lage der wichtigsten Projekte.

mit erheblichem Wasserv brauch, so daß bei Ausbleib der nötigen Regenmengen und dies ist in 3jährigen A ständen immer wieder Fall — häufige Mißernten e traten und das Gebiet regelmäßigen Hungersnö heimgesucht wurde. Bei schw rem Monsun dagegen wa einige Gebietsteile infolge bisher fehlenden Entwässeru monatelang mit stehenden W sern bedeckt, den Brutstät der Malaria-Moskitos, die Lebenskraft der Bevölkeru erheblich beeinträchtigten.

Darüber hinaus haben in gelmäßigen Abständen schw Überschwemmungskatastro phen die Bevölkerung die Gebietes heimgesucht. Man richtet, daß in den Schrecke jahren 1862 bis 1872 info schwerer Überschwemmung und eines nur in dieser Gege bekannten Fiebers — des Bu wanfiebers — fast ein Drit der Bevölkerung dieses La striches starben. Als HHQ das Hochwasser des Jahres 19 mit 18 500 m³/s.

Trotz der großen miner schen Reichtümer dieses Geb tes — 100 % aller Kupferv kommen, 98 % aller Eisener mehr als 80 % aller Kohlev räte und etwa 70 % der Gl mer- und Chromvorkom Indiens —, deren großzügiger Abbau bisher doch an der mangelnden Stromversorgung sc terte, war das Berg- wie auch das Talgebiet d ses Flußlaufes von jeher Schmerzenskind Nord Indiens. Aber wie in so vielen Flut- und Dü gebieten Indiens, ließen auch hier die Hilfsm nahmen sehr lange auf sich warten und wurd eigentlich erst nach der Unabhängigkeit in Ang genommen, obwohl man bereits 1886 e sprechende Pläne ausgearbeitet hatte, die i gesamt 18 Staudämme vorsahen. Es wurden doch lediglich als dringendste Maßnahme lin seitig des unteren Flußlaufes im Gefahrenbere der Eisenbahnlinie Kalkutta—Delhi Deiche richtet, die allerdings in regelmäßigen Abständ immer wieder zerstört wurden.

Erst 1932 kam es zum Bau des Anders Wehres, das ähnlich der jetzt errichteten Anla Durgapur nur zur Versorgung einiger Bewäs rungskanäle diente, jedoch, da die eigentlic Stauräume noch fehlten, besonders im Hinbl auf Überschwemmungskatastrophen wirkungs blieb.

So kam es dann zu der großen Katastro des Jahres 1943, die einmal direkt, dann aber a indirekt Kalkutta bedrohte, da während der maligen Kampfhandlungen mit den Japanern Burma Kalkuttas wichtigste Versorgungsb — Die Eisenbahnlinie Delhi—Kalkutta — 11 Wochen unterbrochen war. Dies veranlaßte Wiederaufnahme des Problems und führte d endlich im Jahre 1948 zur Gründung der Da dar-Valley-Corporation in enger Anlehnung an in den Vereinigten Staaten so erfolgreiche Tenn see-Valley-Authority.

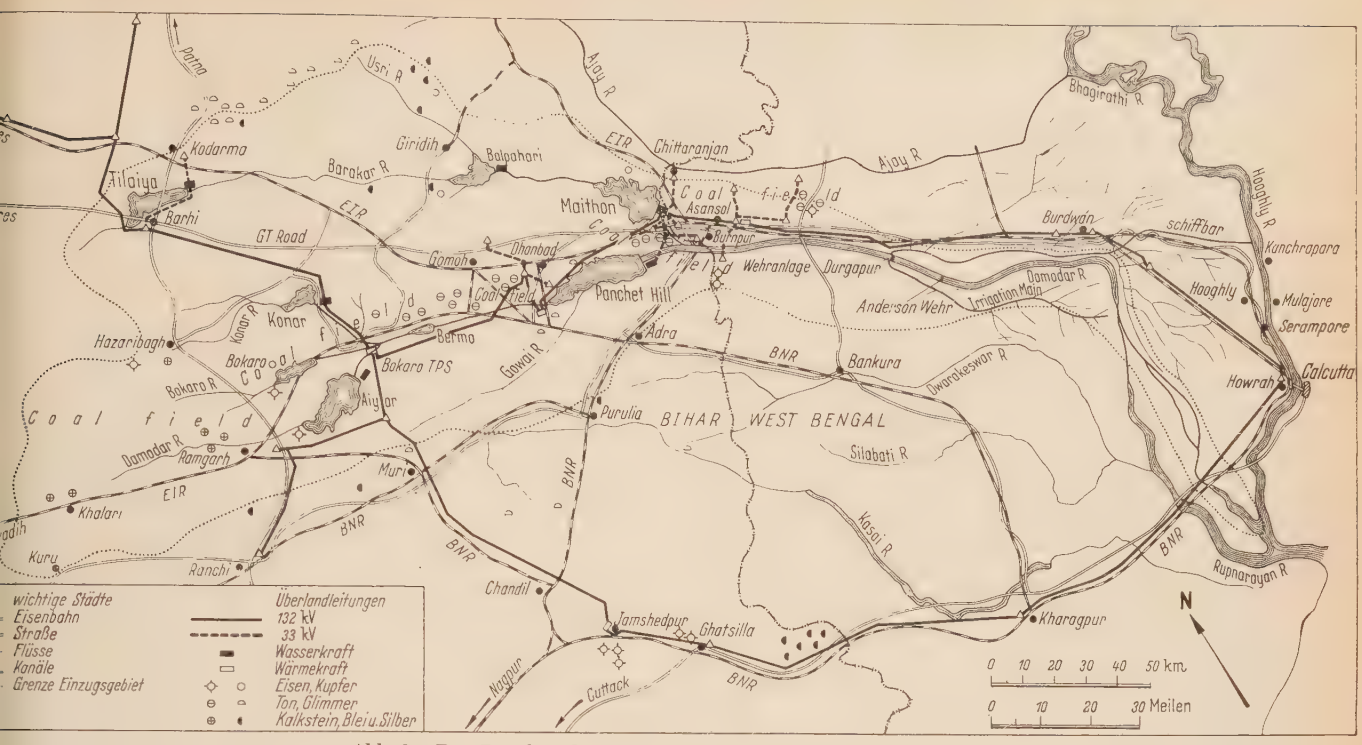


Abb. 2. Die Projekte der Damodar-Valley-Corporation.

Die 3 Partner der D.V.C. Zentralregierung Indiens, taatsregierung Westbengal nd Staatsregierung Bihar) aben ihre Verantwortungsereiche sowie die Finanierung des gesamten Proektes wie folgt aufgeteilt:

Bewässerung: Die unittelbaren Nutznießer des)bjektes, die Staaten Westengal und Bihar, finanzieen die in ihrem eigenen ereich anfallenden und nrem unmittelbaren Nutzen ienenden Arbeiten, wähend der Rest gemäß der Vasserentnahme jedes einelnen auf diese Partner erteilt wird.

Flutbekämpfung: Die entralregierung und die taatsregierungen von Westengal tragen zu gleichem nteil alle Kosten bis einhließlich 140 Mio. Rs. 24 Mio. DM), während lle darüber hinaus anfalnden Kosten Westbengal bernimmt.

Kraftgewinnung: Gleichäßige Kostenverteilung nter alle 3 Partner.

2.2 Die einzelnen Bauvorhaben

Das Projekt umfaßt beits 4 Staudämme (Tilaiya, onar, Maithon und Panet Hill) mit entsprechenen Kraftwerken, 1 Wärmeaftwerk bei Bokaro (End-

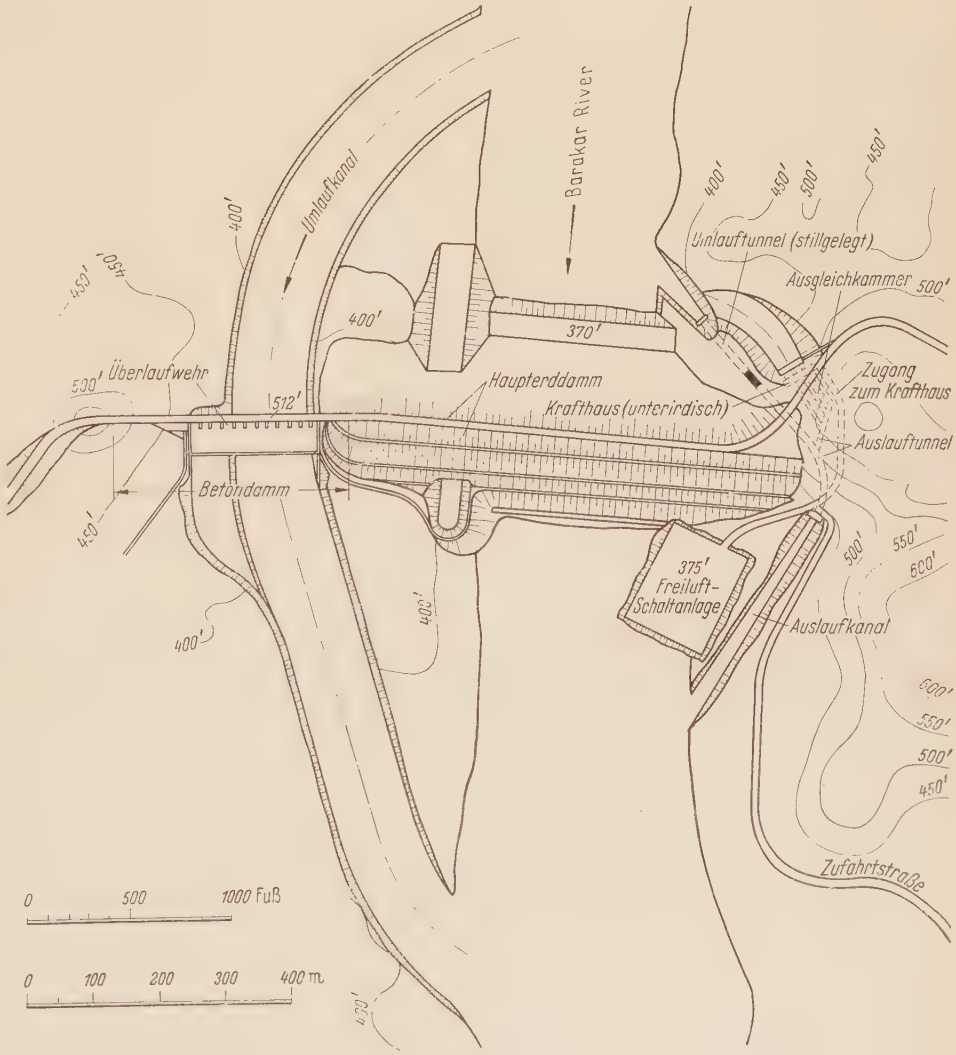


Abb. 3. Maithon-Damm, Übersicht.

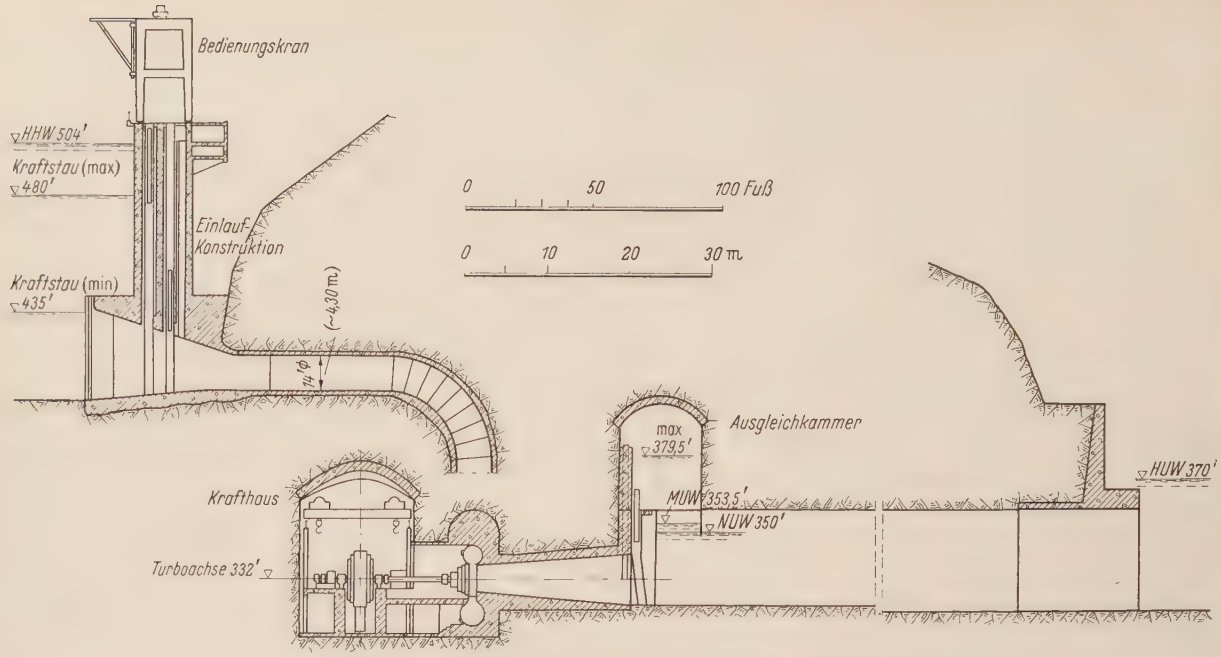


Abb. 5. Maithon-Damm, Einlaufkonstruktion und unterirdisches Kraftwerk (3 × 20 000 kW).

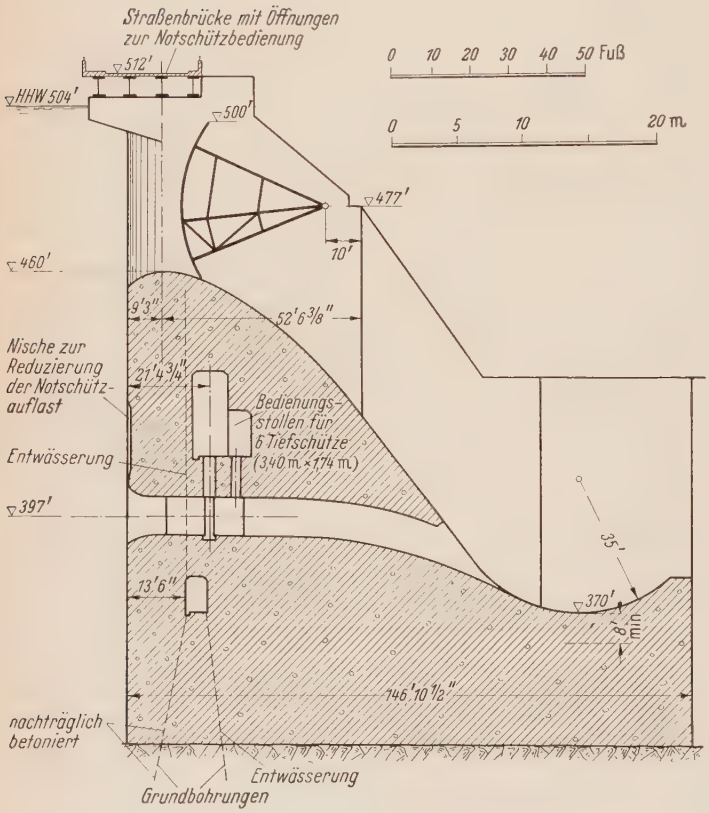


Abb. 4. Maithon-Damm, Querschnitt.

ausbau 225 000 kW) und die Wehranlage Durgapur. Fü den Fall einer nicht ausreichenden Kraftversorgung diese Gebietes sowie einer noch nicht genügend wirksamen Flu bekämpfung sind 4 weitere Staudämme vorgesehen (Ba pahari, Bermo, Aiar und Bokaro), während ein weitere Dampfkraftwerk in Durgapur (150 000 kW) bereits in Bau ist.

Staudämme: Die geographische Lage erforderte de Bau aller Staudämme oberhalb des Zusammenflusses m dem Barakar-River; somit fielen die Stauräume meist von Erosionen schwer heimgesuchte und wertlos geworde Gebietsteile. — Ein ungefähres Bild über die Größe de einzelnen Staudämme gibt die Tabelle 2.

Bewässerung: Aus diesen 4 Wasserreservoiren w das umfangreiche Bewässerungsnetz der Wehranlage Du gapur gespeist und ermöglicht im Bewässerungsgebi teilweise 3 Jahresernten. 2 zu beiden Seiten der Weh anlage angeordnete Kanäle mit entsprechenden Verteile bewässern insgesamt 460 000 ha. Das Kanalnetz mit An schluß an den verkehrswichtigen Hooghly-River weist ein Länge von 2460 km auf. Der linksseitige Kanal führt durc ein Kohlegebiet und wurde daher in einer Länge vo 136 km als Schiffahrtsweg mit einer Jahresleistung vo 2 Mio. t ausgebaut. Etwa 200 Aquädukte, deren größte 14 Öffnungen zu je 25 m Spannweite aufweist, wurde im Zuge des Kanalnetzes erstellt.

Die Wehranlage weist 34 Rollschütze auf, deren Öff nungen einheitlich 18,3 m beträgt, während die Höhe de einzelnen Schütze von 4,90 bis 5,80 m schwankt. Die An lage hat eine Länge von 700 m und vermag insgesam 15 700 m³/s abzuführen, die Regulierungsschütze im rech

Tabelle 2. Die wichtigsten Daten der Staudämme.

Projekt	Einzuggebiet in qkm	frühere Wasserabtrg. in m³/s.		Stauraum in Mill. m³		Damm			Kronenschütze	Krafths. 1000 KW	Jahresausbeute Million. KW	Kosten Million. DM
		max.	min.	max.	min.	Höhe in m	Länge in m Beton	Länge in m Erddamm				
Tilaya	980	3600	—0—	560	320	30	365	—	14 Segm. (3 m × 9 m)	4	23	32
Konar	1000	1750	—0—	370	278	49	560	3100	9 Segm. (10m × 10,4)	40	191	88
Maithon	6100	7100	—0—	1490	620	50	360	4500	12 Segm. (12,5 × 12,3)	60	164	148
Panchet Hill	10800	8500	—0—	1100	184	41	370	6400	15 Segm. (12,5 × 12,3)	80	171	163

n Bewässerungskanal maximal 65 m³/s und im linken 60 m³/s.

Die Anlage dient darüber hinaus zur Wasserversorung des bei Durgapur im Bau befindlichen Stahlerkes. Die über die Wehranlage geführte 7,5 m breite etonstraßenbrücke ist als einzige permanente Flußüberuerung auf einer Flußlänge von 240 km eine wichtige erbindung des zu beiden Flußseiten gut ausgebauten traßennetzes. Die Bauarbeiten der Wehranlage begannen n Oktober 1952 und waren bei einem Kostenaufwand

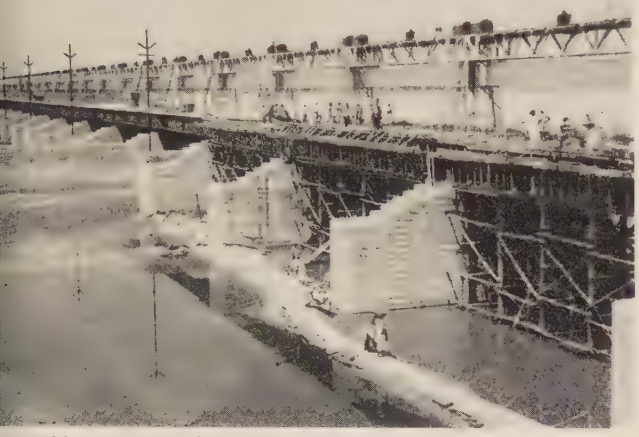


Abb. 6. Wehranlage Durgapur, Bau der Straßenbrücke.

on 203 Millionen DM einschließlich des Kanalsystems im ihre 1955 im wesentlichen beendet.

Kraftgewinnung und Verteilung: Das augenblickliche auprogramm sieht bei einem 2750 km langen Überlandeitungsnetz die Installation von 559 000 kW vor, von enen 375 000 kW auf Wärmekraftwerke und 184 000 kW uf Wasserkraftwerke entfallen.

Der wesentliche Anteil kommt also auch hier den Dampfkraftwerken zu. Eine Tatsache, die dadurch beingt ist, daß einmal in Indien die Jahresniederschläge sich ur auf einen Zeitraum von 3—4 Monaten erstrecken und um anderen die Größe der Stauräume in erster Linie den rfordernissen der Bewässerung und der Flutbekämpfung ngepaßt wurde. Die im Oberlauf geschaffenen Stauräume rwirken daher keineswegs eine über das ganze Jahr gleichäßig verteilte Wasserabgabe, sondern vermögen bei noralem Monsun nur etwa 15 % zu speichern.

Der großen Nachfrage nach gleichmäßiger Stromvergung, besonders für industrielle Zwecke, mußte daher urch Schaffung einer beliebig variabelen Kraftquelle entrochen werden, was infolge des Kohlenreichtums dieses ebietes und ganz besonders des reichen Vorkommens an

Abb. 7. Bokaro-Dampfkraftwerk mit Kühlwasser-Stauanlage.

cht verkokbarer Kohle durch Errichtung von Dampfaftwerken gelöst wurde.

Das Bokaro-Dampfkraftwerk verfügt im Augenblick er 3 Einheiten von je 50 000 kW; jeder Turbo-Generator wird gespeist von einem Kesselpaar mit je 136 t Dampfleistung pro Stunde bei einem Dampfdruck von 63 atü und einer Überhitzungstemperatur von 490 ° C. Eine weitere Einheit von 75 000 kW wird im Augenblick eingebaut, so daß die Gesamtleistung 225 000 kW betragen wird. Der Transport der 30 % Asche enthaltenden Kohle erfolgt von der 8 km entfernten Grube mittels Seilbahn. Das Kühlwasser für die Anlage wird von dem oberhalb gelegenen Konardamm geliefert, während eine kleine Stauanlage direkt am Kraftwerk mit 19 Regulierschützen (10 m × 4 m) für den örtlichen Stau sorgt. Die gesamte Anlage kostet 135 Mio. DM und wird jährlich 902 Mio. kWh liefern.

Abb. 8. Tilaya Damm.

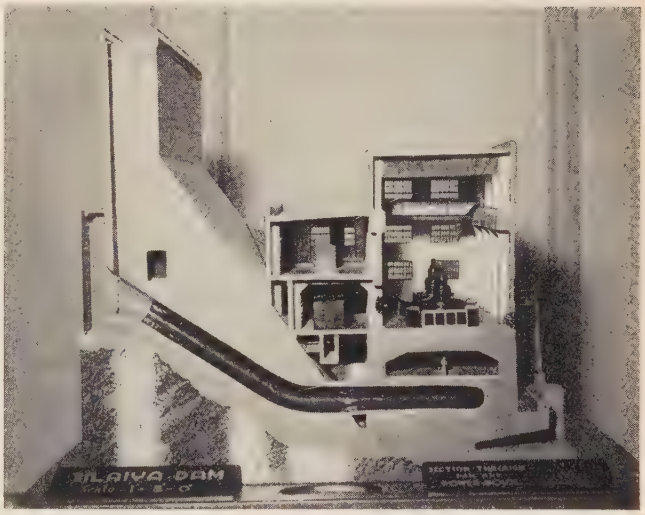


Abb. 9. Tilaya-Damm, Modellquerschnitt.

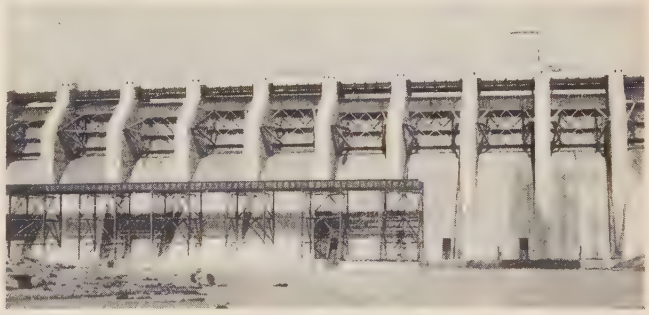


Abb 10. Maithon-Damm mit den bisher größten Segmentschützen in Indien (12,5 × 12,3 m²).

Das Krafthaus am Tilaya-Damm ist mit 2 Einheiten zu je 2000 kW ausgerüstet, während eine dritte Einheit gleicher Größe vorgesehen ist. Das unterirdisch angeordnete Krafthaus am Maithon-Damm weist 3 Einheiten zu

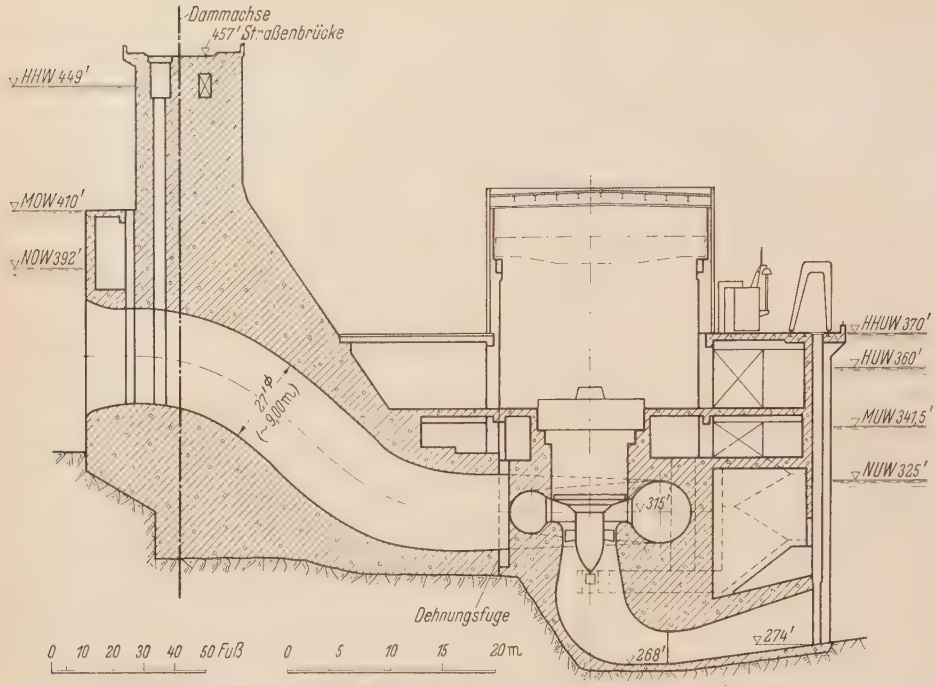


Abb. 11. Panchet Hill, Damm und Krafthaus (2 × 40 00 kW).

je 20 000 kW auf, am Panchet Hill-Damm wird zunächst eine Einheit von 40 000 kW eingebaut, eine zweite gleicher

Abb. 12. Monsun am Konar-Damm.

Abb. 13. Segmentschütze am Konar-Damm.

Leistung ist dort vorgesehen, wä rend am Konar-Damm ein unte irdisches Kraftwerk von 2×20 00 kW-Einheiten im Bau ist.

Von diesem Netz werden ve sorgt: Das Tata-Stahlwerk Jamshedpur, Kupferminen Ghatshila, Kohlengruben in Jar und Ranigunj, die Lokomoti werke in Chittaranjan, eine Z mentfabrik in Sindri und die I dustriestadt Asansol. Man plar in allernächster Zeit die Städ Kalkutta und Patna vom D.V.C Netz mitzuversorgen.

2.3 Bodenkonservierung

Eine weitere Aufgabe siel D. V. C. in der Rückgewinnur bereits schwer erodierter Gebiet teile, da auch ein Erfolg auf di sem Gebiet wesentlich zur Leben dauer der Stauräume beiträg Hierzu gehört eine besondere E ziehung der Landbevölkerung z einer bisher in diesem Gebie nicht üblichen Beackerungsmeth de. Man beabsichtigt, die zu nächst am stärksten von Erosionen heimgesuchten Gebiet — etwa 410 000 ha — durch Terrassenbau und besonde schnell wachsende Gräser wieder der Bodennutzung zuzu führen. Ein zu diesem Zweck besonders eingerichtete Laboratorium sowie mehrere Versuchsländereien habe bereits gewisse Erfolge hierbei erzielt.

Besondere Bedeutung kommt in diesem Zusamme hang dem Bau kleinerer Stauwerke zu, die oberhalb d eigentlichen Staudämme teilweise schon errichtet und au weiter noch geplant sind. Diese kleinen Stauanlagen ve mindern einmal den zu schnellen und erosionsbedingt Ablauf der Monsunwasser und dienen zum anderen a kleine Wasserspeicher zur Bewässerung der terrasse förmig umgebauten Berghänge.

Die 4 Stauräume geben etwa im Laufe der Trock zeit 18 000 ha Land frei, das infolge der etwa halbjährli andauernden Überschwemmung und der damit verbund nen Ablagerungen sowie der allgemeinen Feuchtigkeit diesem Raum sehr fruchtbaren Boden liefert. Auch hi wurde im Raum des Tilaya-Staugebietes eine en sprechende Versuchsstation errichtet, um geeignete B ackerungsmaßnahmen und Anbaufolgen zur Erschließu dieser fruchtbaren Gebietsteile zu finden.

2.4 Malariabekämpfung

Besonderes Augenmerk richtet die Korporation auf d Malariabekämpfung, zumal man damit rechnet, daß d künstlich bewässerten Gebiete das Auftreten der Malari moskitos begünstigt. Eine Vielzahl hierzu geeignet Laboratorien wurden daher entlang des Flußlaufes ei gerichtet und haben bereits ihre Arbeit erfolgreich au genommen.

Literatur

1. Henriy Hart: New Indias Rivers, Verlag Orient Longmar Bombay, Kalkutta, Madras.

2. Report of the Damodar Flood enquiry Committee, Goverme of Bengal 1944.

3. Indien Journal of Power and River Valley Developmer Oktober 1952, November-Dezember 1953.

(nächste Folge: Thungabadra)

1/674 HMD

Bauelemente *leben!*

Physikalische Beanspruchungen der verschiedensten Art halten Bauwerke in ständiger Bewegung. Die „treibenden Kräfte" sind Temperaturschwankungen, Wind und Wettereinflüsse, Setzungen und Schwindungen, Gebirgs- und Wasserdruck. Folien, die zum Abdichten von Bauwerken verwendet werden, müssen sich diesen Veränderungen anpassen. ®**OPPANOL BA-Folie** mit einer garantierten Dehnfähigkeit von mehr als 200% kann das. Sie ist außerdem völlig wasserunempfindlich und wasserundurchlässig, druckfest, alterungsbeständig, verrottungsfest und ohne Erwärmung homogen verschweißbar.

OPPANOL BA-Folie schützt Bauwerke sicher gegen Sicker-, Oberflächen-, Stau- und Grundwasser, kurz gesagt: gegen Feuchtigkeitsschäden aller Art. Bei Tiefbauten, Fundamenten, Tunnels, Brücken, begehbaren Dächern, Balkonen, Terrassen, Badezimmern u. a. hat sich dieses Isoliermaterial bewährt.

Auf Wunsch weisen wir Ihnen Verlegefirmen nach. Bitte, senden Sie uns diesen Kupon zu.

BASF

Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.

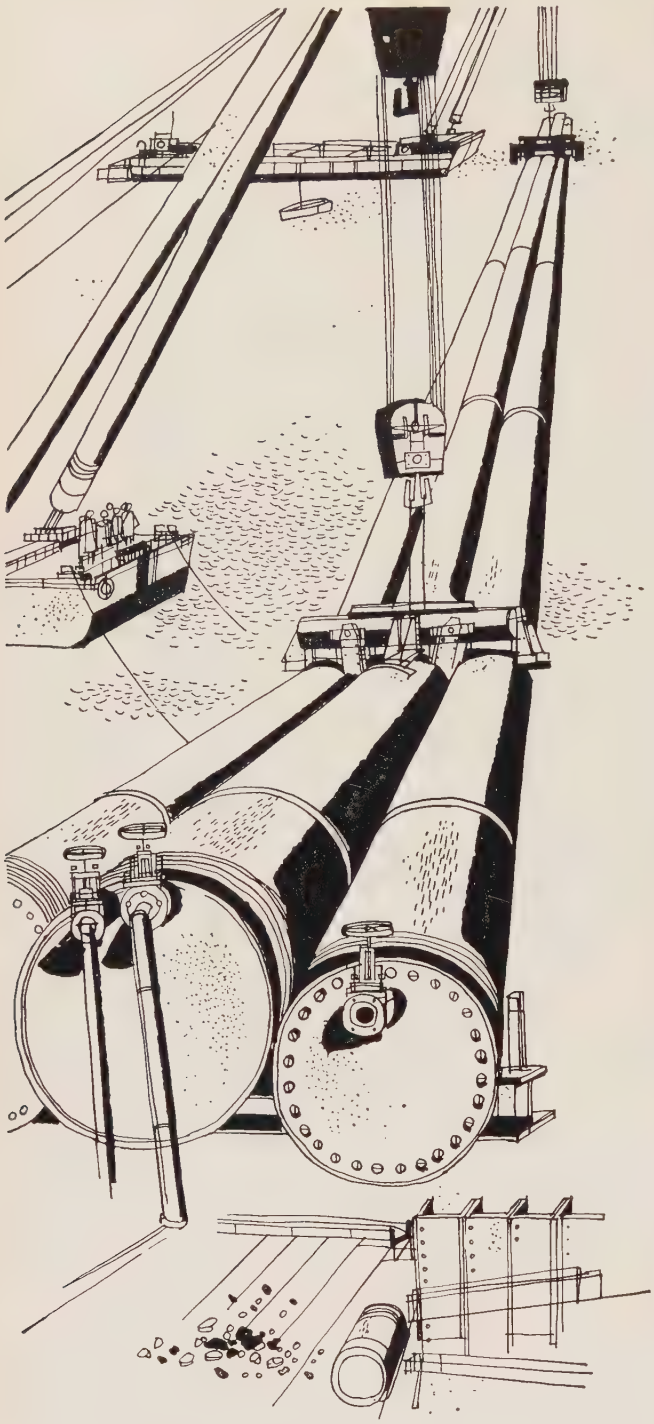
LUDWIGSHAFEN A·RHEIN

Werbeabteilung 17

Wir interessieren uns für OPPANOL BA-Folie und bitten um Zusendung der Adressen von Verlegefirmen.

NAME _____

ANSCHRIFT _____



Dükerverlegungen

in Flüssen und Strömen ohne Behinderung der Schiffahrt

Strom-, Hafen- und Wasserbau
Naßbagger- und Felsmeißelarbeiten
Kies- und Sandbaggereien
Schiffahrt

HIRDES

Heinrich Hirdes GmbH Duisburg
Fernruf Sammelnummer 34661 Fernschr. 0855791

Hawranek/Steinhardt

Theorie und Berechnung der Stahlbrücken

Nach einem hinterlassenen Manuskript von Professor Dr.-Ing. **A. Hawranek,** ehem. o. Professor der Deutschen Technischen Hochschule Brünn, vollständig neubearbeitet von Dr.-Ing. **Otto Steinhardt,** o. Professor für Stahl-, Holz- und Steinbau an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Mit 269 Abbildungen.

XII, 426 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 66,—

Inhaltsübersicht: **Grundlegendes aus Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie.** Allgemeines. Begriff der Spannung. Gleichgewicht am Volumenelement. Spannungszustände. Verzerrungszustände und Verschiebungen. Die Gesetze zwischen Spannung und Verzerrung (Elastizitäts- oder Stoffgesetze). Zusammenfassende Bemerkungen zu I. 2 bis I. 4 und Ausblick. Gleichgewichtskriterien der Mechanik starrer und elastischer Körper. Die Anwendung der Integral-Gesetzmäßigkeiten in der Stabstatik. Die Näherungsmethoden von RITZ und GALERKIN. — **Theorie der Platten.** Grundlagen. Die isotrope Platte. Die orthotrope Platte. Berechnung der Platten mittels der Theorie der Trägerroste. — **Theorie der Trägerroste.** Grundlagen. Bezeichnungen. Die Tragwirkung des Trägerrostes. Berechnungsverfahren. Berechnungsbeispiel. — **Stabilitätsprobleme.** Einführung. Knicken von Stäben (Biegeknicken). Beulen von Platten. — **Fahrbahnen.** Grundlagen. Stählerne Leichtfahrbahntafeln (orthotrope Platten). Betonfahrbahntafeln. — **Vollwandträgerbrücken.** Allgemeines. Drillung von Hohlquerschnitten. Stahlhohlplattenbrücken. Kastenträgerbrücken. Durchlaufende Vollwandträgerbrücken. Trägheitsmomentenverlauf bei Durchlaufträgerbrücken. — **Fachwerkträgerbrücken.** Allgemeines. Nebenspannungen in Fachwerkstäben. Besondere Stabilitätsprobleme bei Fachwerkbrücken. — **Bogenbrücken.** Allgemeines. Bezeichnungen. Stütz- und Schnittgrößen der Bogenträger. Zusammenwirken von Bogenträger und durchlaufender Fahrbahnkonstruktion. Von der klassischen Theorie zur Verformungstheorie. Knicken von Bogenträgern. Windverbände von Bogenbrücken. — **Hängebrücken.** Grundlagen. Statik erdverankerter Hängebrücken mit vollwandigen Versteifungsträgern. Dynamik erdverankerter Hängebrücken. Biege- und Torsionsschwingungen. Berechnungsbeispiel. Aerodynamische Stabilität von Hängebrücken. — **Verbundbrücken.** Grundlagen. Starrer Verbund. Elastischer und unterbrochener Verbund. — **Sachverzeichnis.** Jeder Abschnitt enthält ein Literaturverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Kurze Technische Berichte

K 624.84 (441.1)

Französischer Bericht über Hubbrücken

(vorzugsweise über die Hubbrücke bei Brest)

Aus einem zusammenfassenden Aufsatz über Hubbrücken, er aus Anlaß der 1954 in Betrieb genommenen Hubbrücke bei rest — der für Frankreich ersten größeren Brücke dieser Art - veröffentlicht wurde, sind im folgenden eine Reihe von euerungen allgemeiner Art, vorzugsweise jedoch nähere Anaben über die Brücke bei Brest zusammengestellt. Auf eine Viedergabe des allgemeinen historischen Überblicks kann verchtet werden; hierzu wird auf die Literatur [1] verwiesen.

Verglichen mit anderen beweglichen Brückensystemen sind ei Hubbrücken folgende Vorteile zu beachten:

1. Keine der anschließenden Rampen wird — wie bei Klapprücken vielfach notwendig — durch Konstruktionsteile eingengt.

2. Auf dem Fluß sind keine Bereiche neben der Brücke ährend des Bewegungsvorganges vom Schiffsverkehr freizualten, wie das etwa bei Drehbrücken mit Rücksicht auf den Drehvorgang erforderlich ist.

3. Die Hubhöhe kann dem jeweiligen Schiffsverkehr angeaßt werden, so daß Ersparnisse an Zeit und Energie enttehen, wenn beim Durchfahren von Schiffen mit geringer Gamthöhe die Brücke nur teilweise angehoben zu werden raucht.

4. Bei großen Öffnungsweiten sind die Gesamtkosten — insesondere bei kleiner Hubhöhe — geringer als für andere ewegliche Brückensysteme.

Bei der Brücke Brest kam zu diesen Vorzügen als für die uswahl des Brückensystems wesentlich mitbestimmender Fakor hinzu, daß mit einer Hubbrücke besser als mit anderen eweglichen Brückensystemen die von der Marineverwaltung ufgestellte Forderung zu erfüllen war, die Sperrung des lusses in Kriegszeiten weitgehend auszuschließen. Diese Forlerung wird dadurch in einfacher Weise erzielt, daß die Hubffnung unter die Betriebsstellung abgesenkt wird, bis sie auf larunter gefahrenen Lastkähnen aufliegt und ausgefahren verden kann. Der gleiche Vorgang ist auch dann anwendbar, venn in Ausnahmefällen solchen Schiffen die Durchfahrt ermöglicht werden soll, die eine größere lichte Durchfahrtshöhe benötigen, als sie von der Hubbrücke in höchster Stellung freigegeben wird. Notwendig ist bei vorgenanntem Absenkvorgang die Entlastung der zu den Ausgleichsgegengewichten laufenden Tragkabel der Brücke beim Absetzen auf die Lastkähne. Diese Entlastung erfolgt mit Hilfe einer an jedem Pylonenkopf vorgesehenen Winde, die in der Lage ist, das betr. Gegengewicht anzuheben, so daß es auf eine hierfür geschaffene Unterstützung aufgelegt werden kann. Eine ähnliche Lösung wurde für eine weitere bei Martrou (in der Nähe von Rochefort) geplante Hubbrücke (l = 75 m) vorgeschlagen. Hier kann auf besondere Winden verzichtet werden, da nach dem Absetzen der Brücke auf Lastkähne und dem Abstützen der Gegengewichte die Gezeitenbewegung zur Entlastung der Tragkabel ausgenutzt werden kann.

Da bei Hubbrücken anzustreben ist, das Eigengewicht der Huböffnung durch Gegengewichte weitgehend auszugleichen, müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden, um in Verkehrslage der Brücke eine sichere Auflagerung auf den Brückenlagern mit stets positiven Auflagerkräften zu gewährleisten. Das geschieht bei der Brücke Brest durch die in den Abbildungen 1 und 2 schematisch dargestellte Anordnung. Unterhalb der Gegengewichte sind die Seile befestigt, die zu den Antriebswinden laufen und die beim Anheben der Brückenöffnung aufgetrommelt werden. Mit dieser Windentrommel (Abb. 1a u. 2) ist eine weitere Trommel gekoppelt, von der gleichzeitig ein Seil abläuft, an welchem ein Hilfsgegengewicht hängt, das neben dem Hauptgewicht läuft, ohne mit ihm verbunden zu sein. Solange die Brücke nicht auf den Lagern aufliegt, sondern in den Seilen hängt, ist völliger Gewichtsausgleich zwischen der Huböffnung und den Gegengewichten einschließlich der Hilfsgegengewichte vorhanden. Nach dem Absetzen der Brücke auf die Lager wird die Windenbewegung fortgesetzt, so daß die zu den Hauptgegengewichten laufenden Antriebskabel spannungslos werden, während der von dem Hilfsgegengewicht ausgeübte

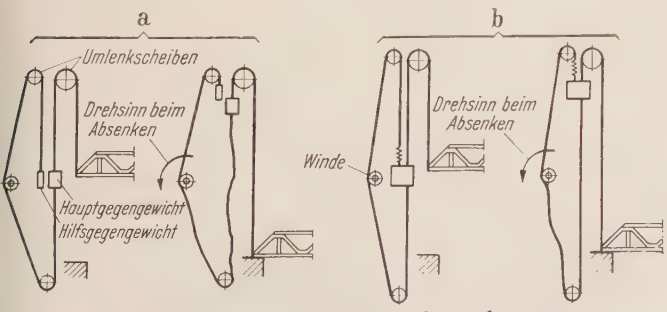


Abb. 1. Schematische Darstellung des Hubsystems.
a) Ausführung bei der Hubbrücke Brest, b) Variantenlösung.

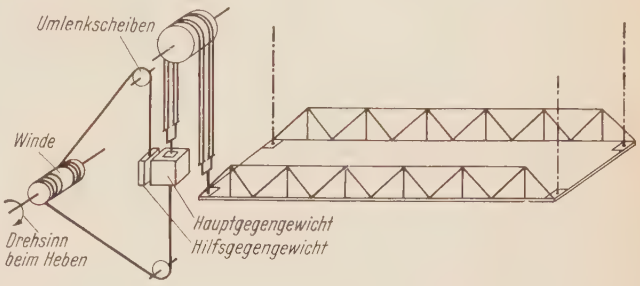


Abb. 2. Hubsystem der Hubbrücke Brest.

Zug nunmehr von der Winde aufgenommen wird. Dadurch ist der Gewichtsausgleich gestört und es entsteht ein mit Rücksicht auf die feste Auflagerung erwünschtes Übergewicht auf der Seite der Huböffnung. Die Bewegung der Winde wird automatisch beendet, nachdem das Antriebskabel mit so viel Spiel nachgelassen ist, daß auch im ungünstigsten Fall, d. h. bei Temperatureinwirkung, keine Spannungen im Antriebsseil auftreten können, die das Übergewicht und damit den Auflagerdruck verringern würden. In Abb. 1b ist ein Wahlvorschlag dargestellt, bei welchem die Huböffnung ebenfalls durch Gegengewichte — aber ohne zusätzliche Hilfsgegengewichte — ausgeglichen ist. Die Auf- und Abwärtsbewegung erfolgt durch Windenseile, die an der Unter- und Oberseite der Gegengewichte befestigt sind. Die zu einem Gegengewicht gehörenden Antriebsseile sind auf zwei gekoppelte Seiltrommeln so aufgetrommelt, daß je nach dem Drehsinn der Winde ein Seil abläuft und das andere gleichzeitig aufgetrommelt wird. Beim Absenken der Huböffnung wird also beispielsweise durch Auftrommeln des an der Oberseite des Gegengewichtes befestigten Seiles eine Zugkraft ausgeübt. Nach dem Absetzen der Brücke auf die Lager wird die Bewegung der Winde fortgesetzt. Dabei wird das Gegengewicht teilweise angehoben; es entsteht eine zusätzliche Zugkraft im Antriebsteil und eine Entlastung in den Aufhängeseilen, so daß der erwünschte positive Auflagerdruck der Huböffnung vorhanden ist. Ein in das Seil eingebautes

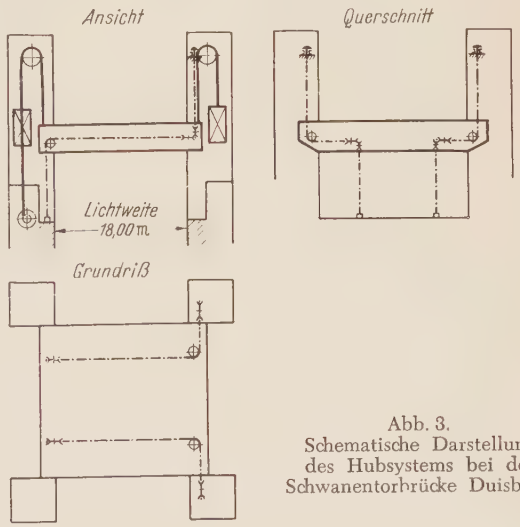


Abb. 3.
Schematische Darstellung des Hubsystems bei der Schwanentorbrücke Duisburg.

Dynamometer schaltet automatisch den Windenantrieb ab, sobald der gewünschte Grenzwert der Gegengewichtsentlastung erreicht ist.

Bei größeren Hubbrücken sind an beiden Ufern Antriebe vorhanden; dabei wird die Parallelführung während des Hub-

und Senkvorganges in neueren Anlagen vorzugsweise durch elektrische Synchronisation (elektrische Welle) erzielt, die eine ausreichende Genauigkeit sicherstellt. Bei kleineren Anlagen werden aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nur an einem Brükkenende Antriebe angeordnet und die Parallelführung wird durch mechanische Wellen oder Führungsseile vorgenommen.

Als Beispiel für einseitigen Antrieb wird in der Abb. 3 der Bewegungsmechanismus der Schwanentorbrücke in Duisburg gezeigt, der in ähnlicher Ausführung bei der 1932 erbauten Hubbrücke Amsterdam bereits verwendet wurde. Der Gleichlauf während der Bewegung wird durch Seile hergestellt, die von der Spitze der Pylonen des einen Ufers über Umlenkrollen unter der Brückenfahrbahn hinweg zum Fuß der Pylonen des anderen Ufers verlaufen.

Zu den wesentlichen Merkmalen einer Hubbrücke gehören die Pylonen, deren Gestaltung in engem Zusammenhang mit dem Antriebsmechanismus der Brücke steht. Neben den statischen Erfordernissen ist die Ausbildung der Türme abhängig von der Anordnung der Gegengewichte und von der Lage der Maschinenräume und des Bedienungsraumes. Bei den älteren Hubbrücken sind fast ausschließlich stählerne Fachwerk-Pylone verwendet worden, die — falls neben der Huböffnung noch weitere beiderseits anschließende Brückenöffnungen vorhanden sind — mit den Fachwerkhauptträgern der Nachbaröffnungen zu einem gemeinsamen Tragwerk zusammengefaßt sind. In neuerer Zeit gibt man den geschlossenen Baukörpern den Vorzug. Die Brester Brücke (Abb. 4) hat Stahlbeton-Pylonen, die

Abb. 4. Hubbrücke bei Brest.

durch obere Querriegel zu Rahmentragwerken zusammengefaßt sind. Die Gegengewichte laufen innerhalb der Türme. Während bei unmittelbarem Antrieb der Seilscheiben die Maschinenhäuser zwangsläufig am Pylonenkopf angebracht werden müssen, erlaubt die Anordnung von Antriebsseilen, die an den Gegengewichten angreifen, eine gewisse Freizügigkeit in der Aufstellung der Antriebsmaschinen. Bei der Brücke Brest sind die Maschinen in kastenförmigen Riegeln untergebracht, die die beiden Pylonenpfosten unterhalb des Straßenniveaus miteinander verbinden.

Für den Betrieb ist der Standort des Bedienungsraumes von wesentlicher Bedeutung. Anzustreben ist eine Lösung, bei welcher gleichzeitig Fluß und Straße zu überblicken sind. Die Untersuchungen bei der Brücke Brest haben dazu geführt, den Bedienungsraum mit dem Maschinenhaus zu kombinieren und zusätzlich auf der Straße einen mit dem Bedienungsraum in telephonischer Verbindung stehenden Kommandoposten für die Bedienung der Straßenschranken vorzusehen. Man hat sich zu dieser Anordnung entschlossen, weil es wichtig erscheint, die Schranken durch einen Wärter zu bedienen, der die Straße nach beiden Richtungen gut übersehen kann.

Die Huböffnung hat bei größeren Stützweiten im allgemeinen tiefliegende Fahrbahn und unterscheidet sich in der Bemessung nur insoweit von einer festen Brücke, als mit Rücksicht auf den Antrieb auf eine leichte Konstruktion Wert zu legen ist. Die Hubbrücke Brest ist als Trogbrücke mit Fachwerkhauptträgern, einem Windverband unterhalb der Fahrbahn und Halbrahmen zur Sicherung der Seitensteifigkeit ausgebildet. Die Brücke hat also eine erwünschte Weichheit gegenüber Verdrehungen um die Längsachse, damit durch Abweichungen in der Höhenlage der Auflager, wie sie durch zufällige mechanische Einflüsse oder beim Absetzen der Öffnung auf Lastkähne entstehen können, keine wesentlichen Zwängungsspannungen auftreten. Vergleichende Untersuchungen über die Wahl des Ba stoffes der Huböffnung führten zur Verwendung von hoc wertigem Baustahl St 54. Eine Ausführung in Leichtmet wäre, im ganzen gesehen, nicht wirtschaftlich gewesen, ein E gebnis, zu dem auch die Ausschreibung der Fußgängerhubbrüc über den Harlemfluß geführt hatte. Die Fahrbahndecke b steht nach dem Vorschlag von M. Robinson aus Buckelblech in Verbund mit bewehrtem Beton (Abb. 5). Diese Konstrukti

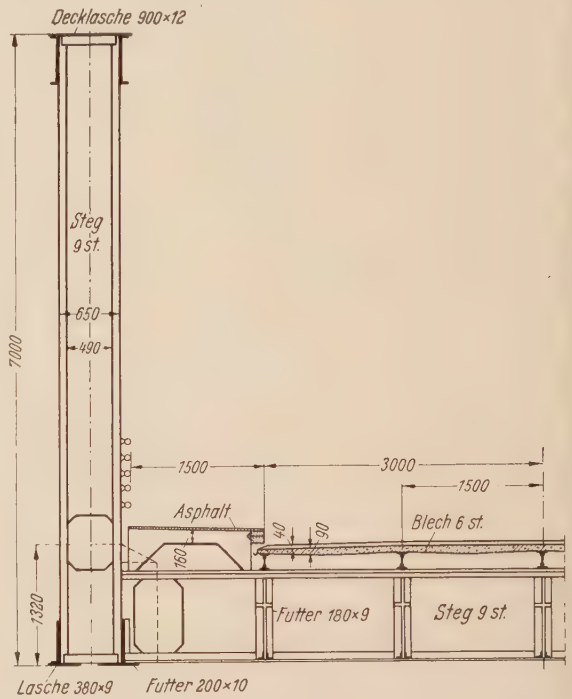


Abb. 5. Querschnitt durch die bewegliche Öffnung der Hubbrück Brest.

ergab eine Gewichtsersparnis von 31 % gegenüber einer Stal betonplatte. Untersuchungen über weitere Gewichtsersparni der Fahrbahn führten zu höheren Gesamtkosten, die wirtscha lich nicht mehr vertretbar gewesen wären. Hierbei ist beachten, daß Gewichtseinsparungen des beweglichen Brück teils sich auf die anderen Bauteile der Hubbrücke nicht in d Maße auswirken, wie das etwa bei Klappbrücken der Fall bei denen schon die Gegengewichte mehr wiegen als Brückenöffnung.

Der Führung während des Hebens und Senkens dienen der Huböffnung elastisch befestigte Rollensätze, die auf b sonderen, an die Pylonen fest angeschlossenen Führungsstähl laufen. Abb. 6 zeigt die Führung am beweglichen Brücke ende. Die Rollen zur Führung in Längsrichtung der Brüc laufen auf den Gurten, die Rollen zur Führung in Querrichtu auf den Stegen der Führungsstähle. Um Zwängungskräfte vermeiden, sind die letztgenannten Rollen in besonderen ve schieblich gelagerten Rollenkästen (Rollen g und g') ang bracht. Die Verschiebung des Rollenkastens wird durch d zwischen den Gurten der Führungsstähle laufenden Rollen reguliert, wodurch jede Hemmung der Querführungsrollen ve mieden wird. Die elastische und teilweise bewegliche Lageru der Rollen gewährleistet eine einwandfreie Führung trotz d Formänderungen infolge von Temperaturdehnungen und Py nenausbiegungen. Bei Erreichen der Straßenlage wird die Hu öffnung durch besondere Schrägführungen und Anschlagpuf zentriert.

Die Auflager der Brückenöffnung unterscheiden sich ni wesentlich von denen einer festen Brücke. Zusätzlich si lediglich Einrichtungen an den beweglichen Lagern notwend um zu verhindern, daß die Stelze umkippt, wenn die Brüc angehoben wird. Diese Konstruktion, die für die Bewegu der Stelze genügend Spielraum läßt, ist Abb. 7 zu entnehme

Eine Zentriervorrichtung sorgt für den zentrischen Eing der Stelze beim Aufsetzen der Brücke auf die Lager, au wenn in der Zwischenzeit eine Längenänderung der Brüc infolge von Temperatureinflüssen eingetreten sein sollte. We die Brücke auf die Lastkähne abgesenkt werden soll, könn die auf Stempel gesetzten Lager durch Drehung um eine ve kale Achse seitlich ausgeschwenkt werden.

Die Aufhängung zwischen der Brücke und den Gegen wichten besteht je Aufhängepunkt aus 4 Seilen, die

ksicht auf den Ausgleich der Seilkräfte durch Zwischen-
altung von Waagebalken angeschlossen sind (Abb. 8). An
. Pylonenköpfen erfolgt die Umlenkung durch Seilscheiben,
en Achsen, im Grundriß gesehen, so schief zur Brücken-

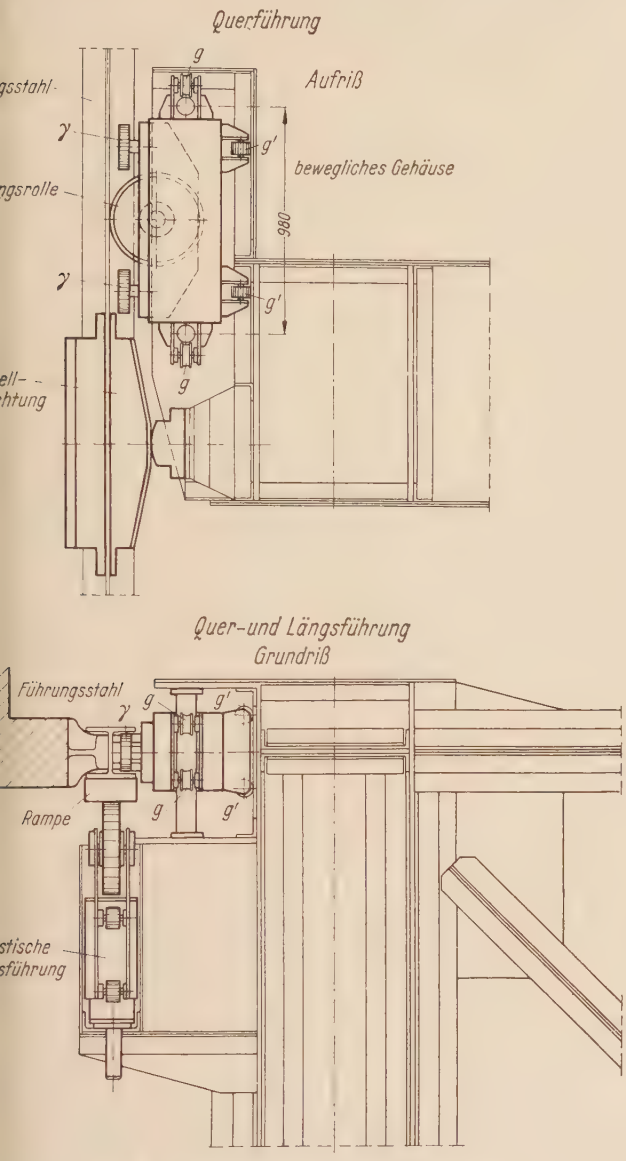


Abb. 6. Führungen der Hubbrücke Brest.

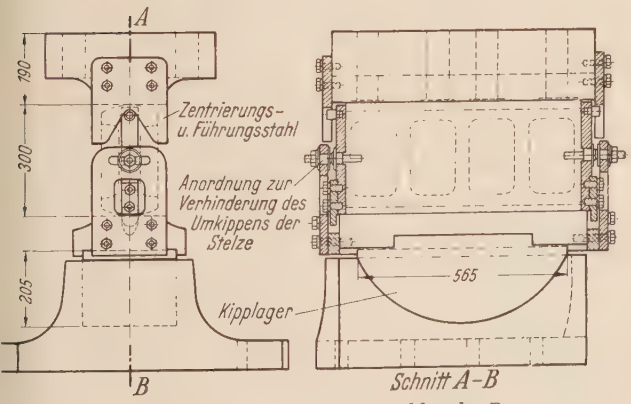


Abb. 7. Bewegliches Auflager der Hubbrücke Brest.

se liegen, daß das Seilzentrum auf der Gegengewichtsseite
tig in der Turmachse und auf der Brückenseite lotrecht über
ı theoretischen Auflagerpunkt liegt. Besondere Konsolen
ı Anschluß der Seile an die Brückenkonstruktion sind daher
ıt erforderlich. Die Tragkabel, hergestellt aus gezogenen
hten mit einer Bruchfestigkeit von 140—180 kg/mm², be-
ıen aus je 6 Litzen von 27 Drähten zu 3,6 mm Durchmesser und einer Hanfseele. Der theoretische Gesamtdurchmesser beträgt 66,2 mm. Um mit einer möglichst langen Lebensdauer der Seile rechnen zu können, wurden verhältnismäßig dicke Drähte verwendet. Vor dem Einbau in die Konstruktion wur-

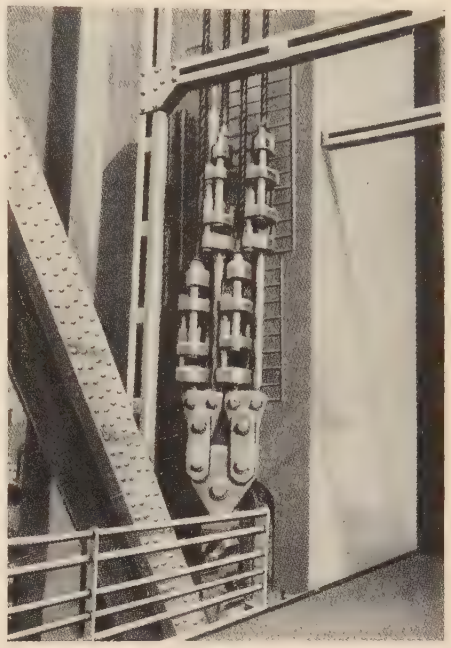


Abb. 8. Anschluß der Tragseile am Brückenende (Hubbrücke Brest).

den die Seile gereckt, um bleibende Dehnungen von vornherein auszuschließen und um das Elastizitätsmaß zu heben. Während an einem Seilende der Seilkopf sofort aufgegossen wurde, erfolgte das Ablängen und Aufgießen des anderen Seilkopfes nach dem Recken der Seile. Die Krümmung der Seile im Umlenkungsbereich der Seilscheiben verursacht eine zusätzliche Zugkraft, den sog. Seilbiegewiderstand, der sich zusammensetzt aus einem elastischen Betrag, der umgekehrt proportional dem Seilscheibendurchmesser ist, einem von der Reibung herrührenden Betrag, dessen Größe sich mit Sicherheit nicht bestimmen läßt, und weiteren ebenfalls nicht vorher bestimmbaren Einflüssen. Die Größenordnung des Seilbiegewiderstandes kann daher nur durch empirische Formeln angegeben werden. Unter Beachtung dieses Seilwiderstandes sind zwar Seile aus dünnen Drähten erwünscht, während auf der anderen Seite die Abnutzung infolge der Reibung zwischen den Einzeldrähten und die Korrosionsgefahr dickere Drähte verlangt, so daß im allgemeinen für die Drahtauswahl eine Kompromißlösung den Ausschlag gibt. Die Umlenkscheiben der Brester Brücke, deren Durchmesser 3,90 m betragen, sind aus Einzelteilen zusammengeschweißt. Die Felgen und Naben bestehen aus Stahlguß, die Speichen aus Walzprofilen. Die Nabe ist auf der Achse durch Bolzen und Schrumpfringe befestigt (Abb. 9).

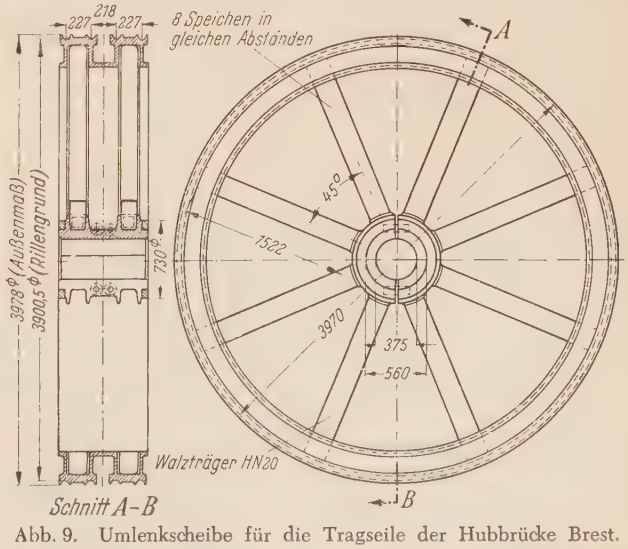


Abb. 9. Umlenkscheibe für die Tragseile der Hubbrücke Brest.

Um Gegengewichte mit möglichst geringen Abmessungen zu erhalten, wurden mit Schrottbeton angefüllte Stahlbetonkästen verwendet. Sie werden an Vertikalstäben in den Pylonen geführt und sind mit von Hand zu bedienenden Riegeln versehen, so daß sie auf Traversen abgestützt werden können, wenn die Tragkabel ausgewechselt werden müssen (Abb. 10).

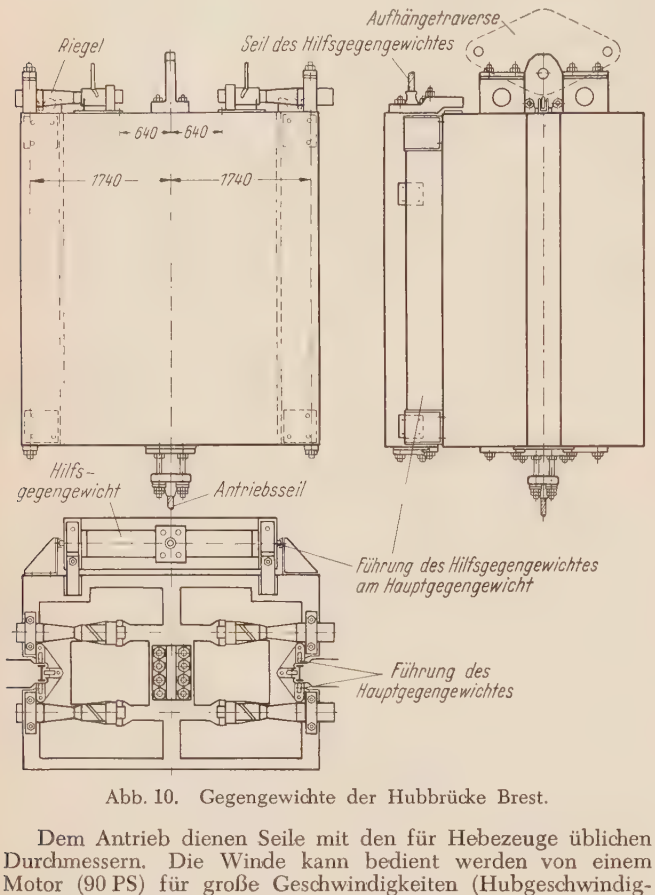


Abb. 10. Gegengewichte der Hubbrücke Brest.

Dem Antrieb dienen Seile mit den für Hebezeuge üblichen Durchmessern. Die Winde kann bedient werden von einem Motor (90 PS) für große Geschwindigkeiten (Hubgeschwindigkeit 15 m/min), einem Motor (45 PS) für mittlere Geschwindigkeiten (5 m/min) oder einem Motor (9 PS) für kleine Geschwindigkeiten (0,60 m/min). Der Hubvorgang wird mit kleiner Geschwindigkeit eingeleitet und anschließend auf mittlere und große Geschwindigkeit geschaltet, während kurz vor dem Erreichen der höchsten Stellung auf mittlere Geschwindigkeit zurückgeschaltet wird. Beim Absenken wird mit mittlerer Geschwindigkeit begonnen und auf große Geschwindigkeit umgeschaltet, bis bei einer Hubhöhe von etwa 1 m über der Endstellung automatisch die Umschaltung auf mittlere Geschwindigkeit erfolgt und nach dem Abbremsen die letzten 10 cm mit kleiner Geschwindigkeit gefahren werden. Wegen der starren Stützung ist wichtig, daß die Brücke, ehe sie auf die Lager abgesetzt wird, vollkommen abgebremst ist. Es erübrigt sich, in diesem Zusammenhang auf Einzelheiten der elektrischen Einrichtung sowie auf die Sicherheitseinrichtungen der Brücke weiter einzugehen.

Für die Bemessung der Brückenöffnung sind die gleichen Vorschriften wie für feste Brücken maßgebend. Für den Antrieb und die Organe zur Kraftübertragung wurden folgende Windlastannahmen zugrunde gelegt:

Horizontaler Winddruck auf die Brücke: 60 kg/m²,
vertikaler Winddruck von unten oder oben: 35 kg/m².

Die Annahme eines vertikalen Winddruckes von oben überdeckt auch etwaige Schneebelastungen, die daher zusätzlich nicht in Rechnung gesetzt wurden.

Von den bekannten Formeln zur näherungsweisen Bestimmung des Seilwiderstandes wurde die in Amerika vorzugsweise verwendete und durch zahlreiche Versuche bestätigte Formel benutzt, nach welcher dieser Kraftbetrag sich errechnet zu

$$t = \alpha \cdot d/D \cdot T$$

d = Seildurchmesser in cm,
D = Rollendurchmesser in cm,
T = Seilzugkraft in kg,
α = 0,45 für $D/d \leq 30$ und abnehmend um 0,003 für jede über 30 hinausgehende Einheit von D/d.

Für die mit Rollenlagern ausgestatteten Seilscheiben bet die Reibungskraft

$$2\,Q\,\mu \cdot d'/2$$

(Q = Rollenlast, μ = Reibungskoeffizient, angenommen zu 0,
d' = Rollendurchmesser), so daß an der Scheibenfelge Tangentialkraft von

$$\frac{2\,Q \cdot d'/2 \cdot \mu}{D/2} = 2\,Q\,d'/D \cdot \mu$$

auftritt. Die Reibungskräfte an den Führungsrollen erge sich nach bekannten Formeln. Es zeigt sich, daß der Bie widerstand der Seile den größten Teil der gesamten Reibu kräfte ausmacht. Für die gesamte Brücke betragen die bungskräfte

Seilbiegewiderstand:	3440 kg,
Reibung der Seilscheiben:	600 kg,
Reibung der Führungen:	1170 kg.

Für die Bemessung der Antriebe sind außerdem Annahr über Hubgeschwindigkeit und Beschleunigung des Brück systems zu treffen. Bei der Brester Brücke sind die Antrie organe so bemessen, daß die jeweilige Regelgeschwindig nach etwa 10 s erreicht ist. Nachdem für die verschiede Höhenlagen der Brücke die nicht ausgeglichenen Kabelgewi und die Überlasten infolge Wind bzw. Schnee festgestellt s können die maximalen Seilkräfte in den Aufhängekabeln mittelt werden. Auf der Brückenseite ist die maximale Z kraft gleich der Summe aus dem Brückengewicht, den S gewichten und deren Aufhängekonstruktionen, der Auflast Wind bzw. Schnee, den Trägheitskräften und den Reibu kräften an den Führungen. Auf der Gegengewichtsseite k men hinzu der Seilbiegewiderstand und der Reibungswiderst an den Seilscheiben. Die Seile sind mit einem Sicherheitsfa 6 bemessen, wobei die Vergrößerung der Seilspannungen folge der Seilbiegung an den Seilscheiben außer acht blei [Nach H. de La Serve: Les ponts levants, Annales des P et Chaussées 126 (1956), Nr. 5, S. 629—677.]

Literatur

1. Hawranek: Bewegliche Brücken, Berlin 1936.
2. J. R. Robinson: Le projet du nouveau pont mobile de B Travaux, avril 1951.
3. R. Le Port, et H. de La Serve, La construction du levant de Brest. Travaux, janvier 1955..

R. Barbré, Braunschwei

DK 693.69 : 691.71

Stählerne Vorhängewände

Die Vollendung eines mit Stahlvorhängewänden versehe Bürogebäudes der Homestead Bezirks-Werke zeigte ein Metall umkleidetes Gebäude im Pittsburger Distrikt.

Das neue 5stöckige Gebäude ist weder das erste noch größte mit einer leuchtend schimmernden Wetteraußenfläche ist umschlossen von Sandwichplatten mit Stahloberflächen, außen und innen die Wandflächen darstellen und in ih Innern Isoliermaterial enthalten. Abb. 1.

Das Gebäude hat 100,5 m Länge und 21,95 m Breite, 565 Wandflächen, die alle als Sandwichstahlplatten ausgebildet s wobei ein 1/6 der Flächen verglast ist. Die stählernen Fens rahmen sind in der Fabrik schon in 500 Wandplatten (von gesamt 11 000 Stück) eingebaut worden.

Die Wandplatten zeigen 2 Arten von äußerer Fläch behandlung: ausgekehlten rostfreien Stahl auf der Vorder den 2 Giebelseiten des Gebäudes, glatte Porzellanemaillier auf der Rückseite. Sie haben daher auch 2 Stärken: 46,0 für den rostfreien Stahl, 38,1 mm für das Porzellan-Email, Unterschied rührt von der Kehlentiefe). Die Umffassu rahmen sind 63,5 mm stark. Abb. 2 und 3.

Die Platten auf der inneren Raumseite, als kaltgewa Bleche, sind gestrichen. Die isolierende Füllung besteht 31,7 mm Mineralfaserplatten, die mit den kaltgewalzten chen verbunden sind. Die festen und die beweglichen Fens rahmen bestehen aus nichtrostendem Stahl.

Die Fugen zwischen den einzelnen Wandplatten und ih Halteprofilen sind abgedichtet mit stranggepreßten We PVC-Streifen. Auf der Außenseite sind diese Streifen gesch durch Metallstreifen. PVC-wetterstreifen sind auch für Schluß der Fuge zwischen Fensterrahmen und beweglic Flügel vorgesehen. Die meisten Platten sind 1,37 m breit, ha Stockwerkshöhe und wiegen etwa 48 kg/m².

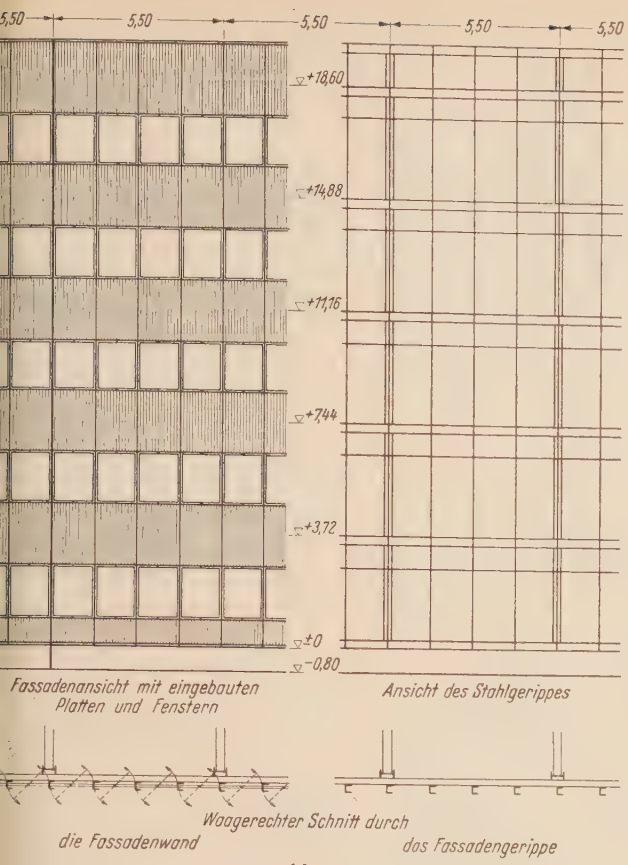


Abb. 1.

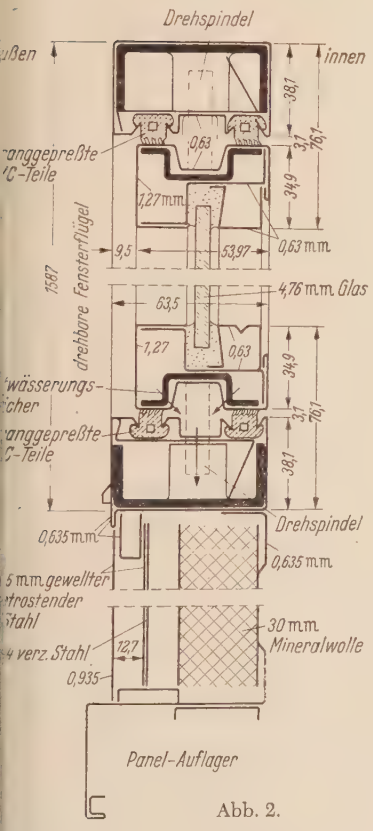


Abb. 2.

Die beweglichen Fenster wenden sich um ihre senkrechte Mittelachse, so daß sie beidseitig von der Innenseite des Gebäudes aus gereinigt werden können.

Die PVC-Dichtungsstreifen sind längs tief gerippt, wobei jeder Rahmen zwei Reihen — an der Außen- und an der Innenseite — am ganzen Umfang aufweist. Versuchsmessungen ergaben einen Luftdurchgang durch diese Dichtung von 270 dm³/min/m.

Seitdem in dem Gebäude die Klimatisierung vollständig in Betrieb genommen wurde, werden die Fenster auch nicht täglich geöffnet und können auch nicht zufällig aufgemacht werden, denn nur mit Spezialschlüsseln kann das Fenster geöffnet werden.

Die Wärmedurchgangszahl des nicht verglasten Wandteils 0,96 k cal/m²°C/h. Vergleichsweise hat eine 20,5 cm starke ksteinwand mit Lufthohlräumen, Metallbewehrungsstreifen Verputz einen Koeffizienten von 1,85 nicht isoliert, und von mit 2,5 cm starker Isolierung. Die beiderseitigen Vinyltungsstreifen sollen als Dampfsperre wirken. Zwischen erer Stahlhaut und der Isolierung ist ein dünner Luftspalt.

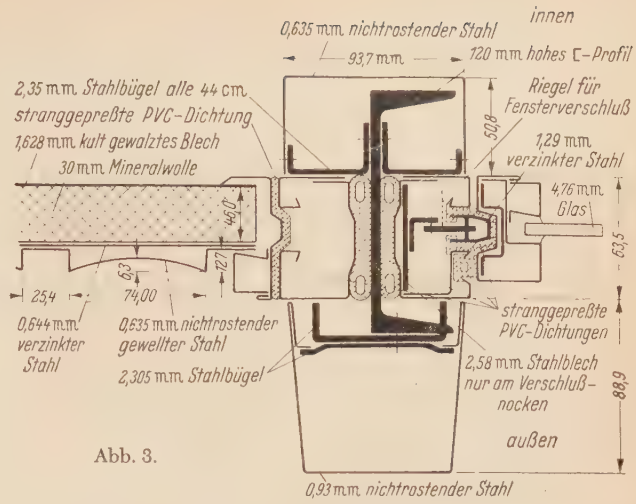


Abb. 3.

Im Fuße der Platten und in den waagrecht durchgehenden Wandgerippesträngen sind Tropflöcher vorgesehen, so daß jegliche kondensierende Feuchtigkeit herauslaufen kann. Das die Platten tragende Gerippe sind waagrechte Stahlwinkel und senkrechte [Profile. Die Platten sind auf den Winkeln aufgesetzt und etwa alle 60 cm durch Bügel an den [Profilen befestigt. Belastungsversuche zeigten für die Platten eine Durchbiegung von weniger wie 15,8 mm (1/240) bei einer Flächenlast von 150 kg/m².

Das Stahlgerippe des Gebäudes ist genietet ausgeführt bei 5,5×5,5 m Stützenanordnung. Dach- und Geschoßdecken sind mit 41 cm hohen Fachwerksträgern gebildet, auf denen die 10 cm Betongeschoßdecke, die mit Vinylplatten bedeckt ist, bzw. die 6,2 cm starke Dachdecke aufliegt.

Die Raumunterteilung ist in zweierlei Art ausgeführt. Die feste Wandkonstruktion besteht aus Stahlpfosten, Gipsdielen und Putz, doch unterteilen auch bewegliche stählerne Wände einzelne Räume.

Die Klimatisierung arbeitet auf zweierlei Weise. Die inneren Räume erhalten voll regulierte Luft durch Leitungen von der zentralen Kühlanlage. In den Fensterzonen geben individuelle Raumheizungen gekühltes oder heißes Wasser von der Zentralanlage oder angefeuchtete oder getrocknete Luft durch ein Rohrsystem von sich.

Die Stahlkonstruktion wurde 3—4 Monate nach Planungsbeginn aufgestellt.

Gebäude- und Wandgerippe hatten	610 t Stahlbedarf
Fachwerkdeckenträger	173 t Stahlbedarf
nichtrostende Wandplatten	70 t Stahlbedarf
porzellan-emaill. Stahlteile	26 t Stahlbedarf

Eine 5 Mann starke Gruppe baute die Vorhängewandplatten in 14 Tagen ein. Das tragende Stahlgerippe wurde von der Ambridge geliefert und aufgestellt. Die vorgehängten Wandplatten und die Emailplatten sowie die lichtdurchlässigen Unterdecken wurden je von drei Spezialfirmen geliefert.

Büros und Zeichenräume werden erhellt von Leuchten, die über Decken von gewellten durchscheinenden Plastikplatten montiert sind, die auf Leichtstahl ⊥ Profilen aufliegen. Wenn diese Platten schmutzig werden, können sie aufgerollt und in einer Spezialwaschmaschine gereinigt werden.

Die Beleuchtungsstärke in den Arbeitsräumen beträgt je nach Erfordernis 500—1000 Lux (in Deutschland bei gleichen Verhältnissen höchstens 250 Lux).

[Nach „Showcase for Steel Curtain Walls", Engineering News-Record 58 (1957) S. 49.]

K. Zendler, Ludwigshafen.

DK 627.842 : 669.71.013.5 : 621.311.21 (711)

Die Druckstollen des Kemano-Kraftwerkes

In Britisch-Kolumbia in Kanada wurde am Kemano ein Großkraftwerk mit 2,25 Mio PS installierter Leistung erbaut, das die Aluminiumwerke von Kitimat mit elektrischer Energie versorgen soll. Hierzu errichtete man im Nechako einen 108 m hohen Steinfülldamm, wodurch ein Speicher für 5 Milliarden m³ geschaffen wurde. Das Kraftwasser wird durch einen 15 km langen Triebwasserstollen mit 7,5 m Durchmesser den Druckstollen zugeführt. Diese führen das Wasser unter 48° Gefälle von 790 m NN den 16 Turbinen auf 64 m NN zu. Ein kurzer Unterwasserkanal gibt es in den Kemano ab (Abb. 1).

Der Druckstollen stellt ebenso wie die ganze Anlage eine technische Großtat dar, denn derartig hohe Innendrücke sind bisher nie Rohren oder Stollen mit so großem Durchmesser zugemutet worden. Da das Gebirge sehr standfest ist, entschloß

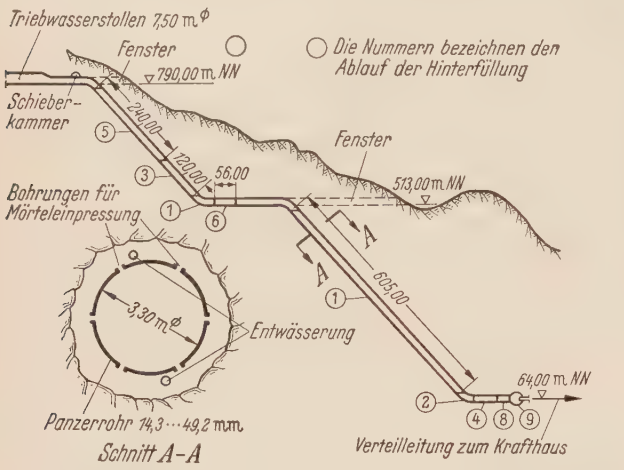


Abb. 1. Vertikalschnitt durch Druckstollen des Kemano-Kraftwerkes.

man sich, den Druckstollen mit einem stählernen Panzerrohr von 3,35 m lichtem Durchmesser auszukleiden und mit einem Prepakt-Beton zu hinterfüllen. Nach vorangegangenen Untersuchungen durfte man damit rechnen, daß durch diese Hinterfüllung das Gebirge 75 % der Belastung aus dem Wasserdruck übernimmt. Sicherheitshalber aber wurden die Wandstärken der Panzerung für ein 40 %iges Mittragen des Gebirges ausgelegt und so die Wandstärken von 14,3 mm im oberen Teil auf 23,8 mm in der Mitte und schließlich auf 49,2 mm vor der Verteilleitung stufenweise gesteigert.

Die Rohre wurden in kurzen Stücken angeliefert und für den oberen Teil beim obersten Fenster auf 790 m NN, für das mittlere horizontale Stück sowie den unteren geneigten Teil beim unteren Fenster auf 513 m NN gelagert. Hier wurden sie maschinell geschweißt und in Längen von 8,5 bis 17 m auf Schienen zum Einbauort abgelassen, wo man sie von Hand verschweißte.

Der Prepakt-Beton, wie er bei diesem ersten Druckstollen fast ausschließlich verwendet wurde, besteht aus sauber gewaschenem Kies von 15 bis 75 mm Korndurchmesser. Dieser wurde in loser Schüttung zunächst allein eingefüllt, dann preßte man langsam von unten nach oben fortschreitend einen Feinmörtel spezieller Zusammensetzung ein.

Dieses Verfahren bietet für die Hinterfüllung von Panzerrohren in Druckstollen die größte Gewähr, daß alle Hohlräume und Spalten im Beton und im anschließenden Fels ausgefüllt werden. Der Beton dieser Art entwickelte weiterhin eine geringere Abbindewärme, er schwindet weniger, und durch das Fehlen von Spalten und Hohlräumen vermindert sich die Gefahr, daß Sickerwasser eindringen kann und unter dem Porenwasserdruck die Panzerung einbeult. Man konnte hier daher auf eine Verankerung des Panzerrohres im Beton völlig verzichten.

Das Rohgut für den Kies der Hinterfüllung wurde aus dem Kemano gebaggert, gewaschen und in zwei Korngruppen von 20 bis 37,5 mm und 37,5 bis 75 mm Korngröße zerlegt. Diese beiden Korngruppen wurden dann wieder im Verhältnis 4 : 6 vereinigt und für den oberen Teil des Druckstollens im oberen Fenster, für den unteren und mittleren Teil im mittleren Fenster gelagert. Da der Beton dieser Art sehr empfindlich ist gegen mehlfeine Bestandteile, so mußte der Abrieb und Bruch vom Transport vor dem Einbau sorgfältig beseitigt werden, wozu man ein Trommelsieb mit 20 mm Maschenweite und eine Druckwasserbrause einsetzte.

Auf den horizontalen Abschnitten des Stollens wurden die Zuschläge durch eine Art Blasversatz zum Einbau gefördert. Die Zuschläge schleuste man hierbei durch einen besonderen Aufgabetrichter in den Luftstrom ein. Sie wurden von diesem durch die 25 cm-Rohre zur Einbaustelle getragen, wo das Ende der Rohre durch zwei aneinanderliegende Gummilappen so verschlossen war, daß die Steine darin ihre ganze kinetische Energie abgaben. In dieser Weise konnte Abrieb und Bruch weitgehend vermieden werden. Der Versatz begann im entferntesten Ort, mit fortschreitender Arbeit wurde das Rohr autogen abgeschnitten. Da es auf dem Panzerrohr auflag, verteilten sich die Zuschläge gleichmäßig. Unter dem Panzerrohr mußte nachgepackt werden. Hierbei bewährte sich ein handgeführter Drucklu strahl. Mit dieser Methode ließen sich durchschnittlich 20 25 m³ in der Stunde bis über 200 m fördern und einbauen.

Die Rohre der Panzerung waren vor Beginn dieser Arb ausgesteift und im Abstand von etwa 2 m am Grund verank worden, um Einbeulungen zu vermeiden und später be Mörteleinfüllen den Auftrieb aufnehmen zu können.

In den geneigten Teilen des Stollens erschienen Rohre w derum als einzig mögliche Fördermittel. Um Abrieb und Bru weitgehend zu vermeiden, wurde zunächst das Förderrohr, auf das Panzerrohr aufgelegt war, sorgfältig mit Kies etapp weise gefüllt. Dann wurden unten nach Bedarf Öffnungen e geschnitten, durch den eben so viel Kies herausquoll, als den Arbeitern beim Verteilen weggezogen wurde. Oben wu durch einen Aufgabetrichter ebensoviel nachgefüllt, so daß Rohr ständig gefüllt blieb (Abb. 2). Auch hierbei wurde

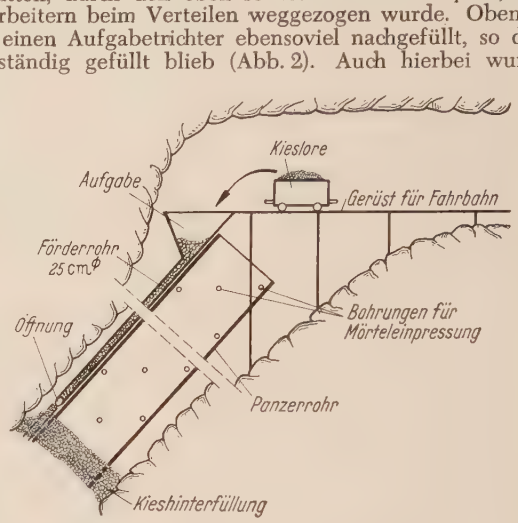


Abb. 2. Kieseinfütterung im Schrägstollen.

Einbau mit Druckluftstrahl unter dem Panzerrohr gepac Abrieb und Bruch blieben bei dieser Methode soeben inn halb der zulässigen Grenze.

Der Feinmörtel für den Prepakt-Beton besteht aus 2 Tei Portlandzement, einem Teil Alfesil — einer mehlfeinen Si haltigen Flugasche —, 1 % vom Zement- und Alfesilgew Intrusion Aid — einem Suspensionsmittel — und 3,5 Te Feinsand. Dieser wurde aus dem Kemanobett gewonnen u intensiv aufbereitet. Da der Mörtel zu den Einbaustellen h gepumpt werden sollte, wurden die Misch- und Transp pumpstationen (Abb. 3) für den unteren Stollenteil im Un

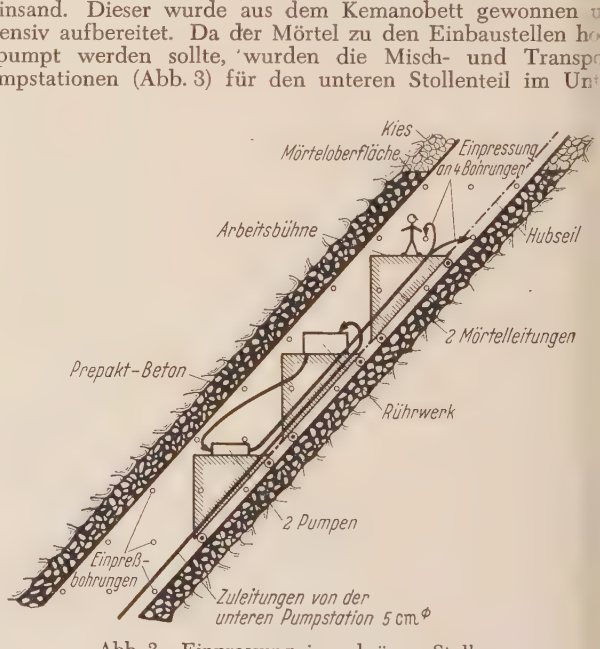


Abb. 3. Einpressung im schrägen Stollen.

wasserkanal und für den oberen Teil vor dem mittleren Fens in einem Schuppen eingerichtet. Hier lagerten auch der Fe sand und das Bindemittel. Der Feinsand wurde in Behält waagen gemessen, während das Bindemittel sackweise b gegeben werden konnte. Den Mörtel mischte man in 0,4 m Freifallmischern etwa 1 Minute und kippte ihn dann in Rü bottiche, von wo ihn die Transportpumpen ansaugten und einen weiteren Rührbottich vor der Einpreßstelle förderten. D untere Misch- und Pumpanlage lieferte in der Stunde 170

inmörtel, woraus nach dem Einpressen 45 m³ Beton entnden; die obere Anlage schaffte etwas weniger mit 1100 l er 30 m³ Beton in der Stunde. Der Mörtel mußte trotz seis niedrigen Wasser-Bindemittel-Wertes von 0,42—0,45 leicht ßen, es wurde daher seine Viskosität ständig an Hand der sflußgeschwindigkeit aus einem genormten Gefäß geprüft. die Vermörtelung im Winter erfolgte, mußten die Pumpung vor dem mittleren Fenster und die Sandlager mit Dampf heizt werden. Die Temperatur des frischen Mörtels lag ischen 5° C und 10° C.

Bei der Mörtelverpressung der horizontalen Stollenabschnitte ren besondere Maßnahmen notwendig, um zu verhindern, ß eingedrungenes Sickerwasser und Luft Hohlräume insbedere unter dem Hangenden bilden konnten. Aus Abb. 4 nimmt man, wie die Bohrungen in der Panzerung angeordnet d ausgestattet sind. In den Bohrungen in der Sohle wurden hrchen bis auf den Fels hinuntergeführt, so daß der Mörtel n der tiefsten Stelle aufsteigen und Luft und Sickerwasser sich hertreiben konnte. Man begann daher an der tiefsten lle des Stollens an dem entsprechenden Sohlenröhrchen mit n Einpressen, dann preßte man so lange ein, bis der Mörtelegel die nächsten Bohrungen merklich überschritten hatte. n wurde umgestellt. Durch die Bohrungen in der Mitte des nzerrohres konnte direkt eingepreßt werden. In den Firstnrungen aber war ein Doppelrohr (Abb. 4) eingesetzt.

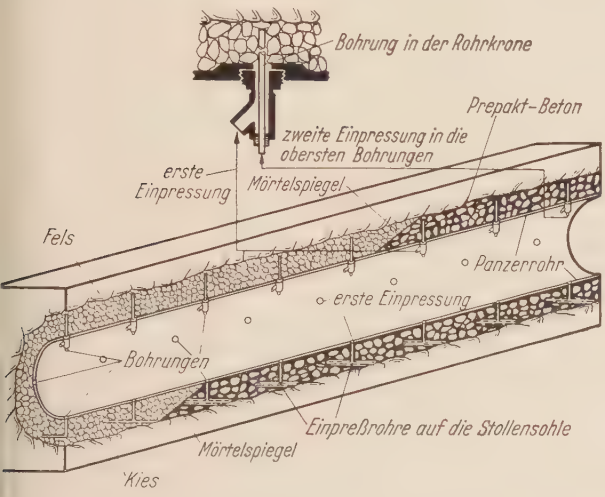


Abb. 4. Schematische Darstellung der Mörteleinpressung im waagrechten Stollen.

nächst wurde hier durch das äußere Rohr direkt hinter die zerung der Mörtel eingeführt, so daß Luft und Wasser durch innere Rohr, das bis unter den Fels führte, entweichen nten. Je nach der Wandstärke der Panzerung betrugen bei em Arbeitsgang die Einpreßdrücke 0,3 bis 1 atü. Wenn nach gen Stunden der Mörtel etwas abgebunden hatte, dann de mit 2 atü und mehr der First des Stollens durch die ren Firströhrchen ausgepreßt, so daß alle Hohlräume unter Hangenden und im benachbarten Fels ausgefüllt wurden, e daß die Panzerung eingebeult werden konnte.

In den geneigten Abschnitten des Stollens preßte man von Knicken an, jeweils von unten beginnend, gleichzeitig durch sechs auf einer Höhe liegenden Bohrungen ein. Das Gerüst, dem Rührbottich, Pumpe und Arbeitsbühne fahrbar aufget waren, wurde dann um drei Meter weitergezogen, wenn Mörtelspiegel die übernächsten Bohrungen in 6 m Abstand ichte (Abb. 3). In den letzten Bohrungen wurde so lange epreßt, bis der oben austretende Mörtel frei von eingedrunem Sickerwasser war. Dieses schwamm dank seines geringespezifischen Gewichtes auf dem Mörtel, ohne sich merklich ihm zu vermischen.

Nachdem der Beton erhärtet war, wurden als Abschluß der eiten insbesondere in den Stollenteilen, wo der Fels nicht gesund war, Bohrungen durch Panzerung und Beton tief das Gebirge geführt. Durch diese Bohrungen wurde dann entmilch injiziert. Hierdurch konnte einmal der Fels koniert und die Spalten gegen Sickerwasser gedichtet werden, anderen konnte man durch die Aufnahmefähigkeit im ich des Prepakt-Betons auf dessen Hohlraumgehalt rückeßen. Es zeigte sich in Übereinstimmung mit den anderen noch zu besprechenden Prüfungen, daß der Prepakt-Beton einer Hinterfüllung mit normalem Beton auch bezüglich des Hohlraumgehaltes wesentlich überlegen ist.

Das Verhalten der Panzerung wurde bei allen Arbeitsgängen und bei einer abschließenden Wasserdruckprobe überprüft. Hierzu waren Dehnmeßstreifen an mehreren Stellen im untersten Druckstollenteil und in der Mitte in Umfangsrichtung innen auf die Panzerung aufgeklebt worden. Bei der Druckprobe betrugen die Drücke unten 70 atü und in der Mitte 31,5 atü. Es ergab sich bei allen Belastungsstufen — langsames Ansteigen des Druckes, mehrstündiges Halten und plötzliches Absenken — ein völlig lineares Verhalten der Prepakthinterfüllung (Abb. 5).

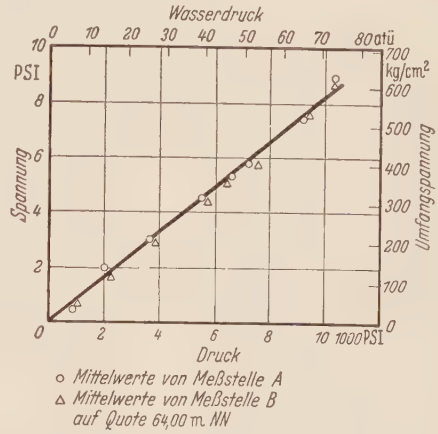


Abb. 5. Umfangsspannungen unter Waserdruck in der 49,2 mm starken Stahlpanzerung mit Prepakt-Betonfütterung.

Im Gegensatz dazu zeigten die Meßstellen über Hinterfüllung aus gewöhnlichem Beton eine für Beton übliche Verformung mit Fließen und Kriechen. Durch diese Versuche wurde auch bestätigt, daß die Panzerung nur mit 25 % belastet wird, da der Fels 75 % der Belastung aus dem Innendruck übernimmt. Bei Hinterfüllung mit gewöhnlichem Beton dagegen mußte anfänglich 60 % der Belastung vom Panzerrohr übernommen werden, die dann mit zunehmender Belastung schließlich auf 33 % absank. Man hat als Ursache hierfür angenommen, daß, verursacht durch die starke Erwärmung beim Abbinden und dann durch das Schwinden des Betons, sich das Panzerrohr von der Hinterfüllung abgelöst hatte.

Die Druckfestigkeit der Hinterfüllung wurde sowohl an herausgebohrten, als an besonders angefertigten Proben geprüft. Für Prepakt-Beton liegt die Druckfestigkeit bis zu einem Alter der Proben von 90 Tagen niedriger als für gewöhnlichen Beton, um diesen aber dann zu übersteigen. Der Elastizitätsmodul des Prepakt-Betons ändert sich kaum mit dem Alter. Man kann hieraus, sowie aus dem elastischen Verhalten der Prepakthinterfüllung bei der Druckprobe (Abb. 5) schließen, daß die Belastung vorwiegend von Stein zu Stein übertragen wird. Der Mörtel, der nur die Zwischenräume ausfüllt, hält die Steine an ihren Plätzen, aber eine direkte Belastung erfährt er selbst nicht. Es fehlt daher das für üblichen Beton typische Fließen und Kriechen bei schon sehr geringen Belastungen.

Schließlich zeigten Messungen der Abbindetemperaturen mit Thermoelementen in Bohrungen in der Hinterfüllung, daß diese nur um 10° C in den ersten drei Tagen über den Normalstand anstiegen, um dann expotentiell gegen diesen wieder rasch abzuklingen. Alle Meßergebnisse beweisen die größere Sicherheit der Hinterfüllung mit Prepakt-Beton. Insbesondere zeigten die Dehnungsmessungen bei der Druckprobe, daß bei Hinterfüllung mit gewöhnlichem Beton sich hinter der Panzerung ein kleiner Spalt bildet. Ist der Beton hier dann noch porig, was sich fast nicht vermeiden lassen wird, so dringt hier Sickerwasser ein und die Panzerung steht unter dem vollen Porenwasserdruck. Will man verhindern, daß hierdurch die Panzerung bei Betriebspausen einbeulen kann, dann muß sie mit erheblichem Aufwand im Beton verankert werden. Die Hinterfüllung mit Prepakt-Beton enthält praktisch keine Poren, so daß sie aus Sicherheitsgründen der Hinterfüllung mit normalem Beton vorzuziehen ist. Im standfesten Gebirge können erhebliche Einsparungen an Panzerung erreicht werden, da der Fels wesentlich stärker mitträgt. In geneigten Stollen erscheint der Prepakt-Beton als Hinter-

füllung von vornherein durch die Vorteile bei der Einbringung zumindest konkurrenzfähig, wenn nicht rentabler.

[Nach R. E. Davis jr., G. D. Johnson, G. E. Wendell: Kemano Penstock Tunnel Liner Backfilled with Prepakt Concrete. Presentation at Annual Convention of American Concrete Institute Febr. 1955.]

Dr.-Ing. Georg Menges, Stuttgart.

DK 627.52 : 626 (282.3 Niagarafälle)

Die Erhaltung der Niagara-Wasserfälle

Die Absturzkante des 41 m und unter Einbeziehung der oberhalb liegenden Stromschnellen 93 m hohen Hufeisenfalles an der kanadischen Seite des Niagara ging durch Unterhöhlung des Felsens in den letzten 200 Jahren 250 m zurück. Dadurch wurde ein verstärkter Abfluß in der Mitte des Hufeisens und ein immer mehr abnehmender Absturz über den amerikanischen Fall hervorgerufen (Abb. 1). Wenn das sich in dieser

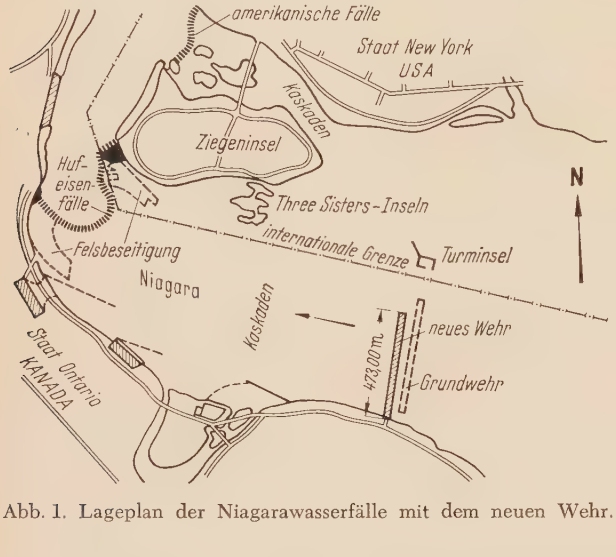


Abb. 1. Lageplan der Niagarawasserfälle mit dem neuen Wehr.

Art fortsetzt, würde das großartige Naturschauspiel in absehbarer Zeit vollkommen zerstört sein. Der jährliche Rückgang hat allerdings seit der Erbauung der großen Wasserkraftwerke erheblich abgenommen. Durch die oberhalb der Stromschnellen vorgenommene Kraftwasserentnahme gehen nämlich erheblich kleinere Wassermengen über den Absturz. Die vergrößerte Wasserentnahme dort senkt den Wasserspiegel oberhalb des Hufeisenfalles, so daß dadurch noch weniger Wasser über den amerikanischen Fall abstürzt. Mit dem Zurückfressen der Absturzkante geht der Abfluß auch an den Flanken stark zurück, so daß die Wände dort zeitweise schon nahezu trocken liegen. Maßnahmen zur Beseitigung dieser Verhältnisse sind in der Durchführung begriffen und sollen im folgenden beschrieben werden.

Als im Jahre 1941 mehr Wasser zur Erzeugung von elektrischer Energie für Kriegszwecke entnommen wurde, beschloß man den Bau eines 550 m langen Grundwehres ungefähr 1,6 km oberhalb des Hufeisenfalles an der kanadischen Seite. Dieses Wehr, aus mittels Kabelkran eingebrachten großen Felsstücken aufgebaut, glich fast ganz die vorgenannte Absenkung des Wasserspiegels dort wieder aus. Im Vertrag von 1950 wurde festgelegt, daß nur so viel Wasser für die Wasserkraftwerke entnommen werden soll, daß — bei einer Mittelwassermenge des Niagara von 6000 m³/s — während der Tagesstunden in der Hauptreisezeit wenigstens 2830 m³/s über den Wasserfall abstürzen sollen und in der übrigen Zeit nur 1415 m³/s. Der Vertrag sieht außerdem die Errichtung von Bauten vor, die die Naturschönheiten des Falles durch gleichmäßigere Verteilung des Wassers auf den ganzen Absturz gewährleisten.

Die von der internationalen Ingenieurkommission für den Niagara empfohlenen Bauten sind am Hufeisenfall Beseitigung von Felsen an den beiden Seiten zur späteren Erzielung des gleichmäßigen Abflusses und ferner der Bau eines neuen Wehres ungefähr 100 m flußab des Grundwehres. Das neue Wehr hat bei 473 m Gesamtlänge 13 Öffnungen von 30,5 m Breite mit Fischbauchklappen von 3,2 m Höhe zwischen 4,27 m breiten Pfeilern (Abb. 2). Die Beseitigung von Felsen an den Flanken des Hufeisenfalles ist jetzt schon beendet und Bau des Wehres nähert sich der Vollendung.

Die Form des Wehres mit Fischbauchklappe wurde Grund von Modellversuchen in der Versuchsanstalt von Vi burg, Miss., entworfen. Man brauchte bewegliche Verschlü die das starke Eistreiben im Winter auf dem Niagara o Aufstau abfließen lassen.

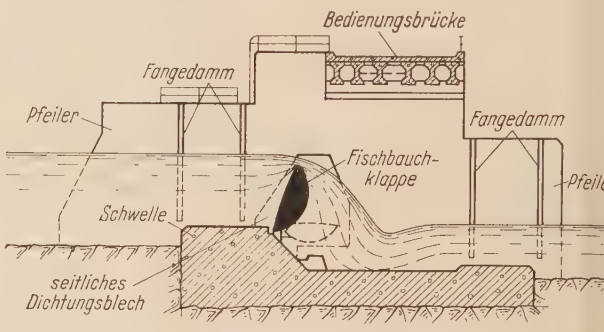


Abb. 2. Niagarawasserfälle. Neues Wehr mit Fischbauchklapp

Eine Breite der Fischbauchklappe von 30,5 m war bei die größte praktisch ausführbare. Als Eisdruck wurde Kraft von 225 t je Verschluß angenommen. Wenn der druck diese Größe überschreiten sollte, so öffnet sich die Kla selbsttätig. Diese wird gewöhnlich von beiden Seiten bedi Sie ist aber steif genug, um unter normaler hydrostatis Last auch von einer Seite angetrieben zu werden. Jede Kla besitzt ein zentrales Heizungssystem, das durch zirkuliere heißes Öl besonders die seitlichen Dichtungsflächen und Gelenke im Winter vor dem Einfrieren bewahrt. Die Heiz wird automatisch eingeschaltet.

Jeder Wehrpfeiler hat eine Länge von 27,7 m und in Wasserspiegellinie eine Breite von 4,27 m. In Höhe der dienungsbrücke aus Spannbeton kragt der Pfeiler nach bei Seiten um je 4,27 m aus. Die Bedienungsbrücke wurde Ufer vorgespannt und danach erst eingebaut. Die Brücke für einen Raupenkran von 70 t Gewicht bemessen wor Der Bau sollte auf Grund von weiteren Modellversu (Abb. 3) in 6 Abschnitten ausgeführt werden. Wegen de

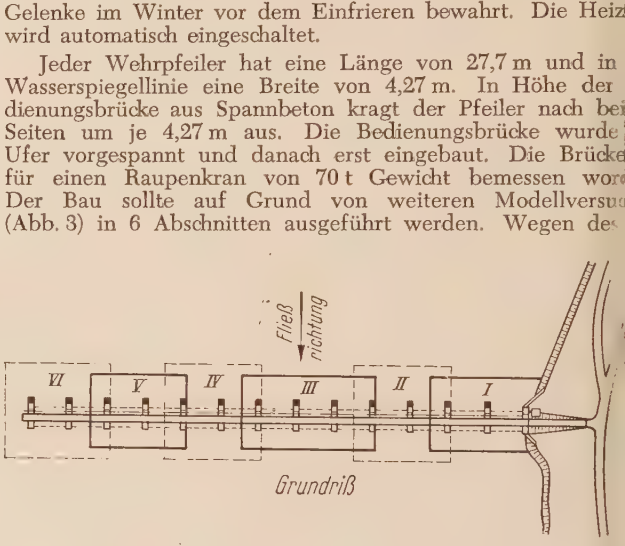


Abb. 3. Umschließung der Baugrube für den Bau des Wehr

allen Abschnitten gleichen Baugrundes wurden Fangedäm eingebaut, die wegen der ziemlich ebenen Flußsohle mit cher Höhe ausgebildet waren und daher immer wieder wendet werden konnten. Die aus Kalksteinfels bestehe Flußsohle, von der nachher alles Geschiebe abgeschwemmt verlangte geradezu eine Bauausführung im Trockenen.

Die landseitigen Widerlager und die beiden anschließe Pfeiler wurden von der Baugrube I umschlossen. Während d die Bauarbeiten in diesem Bauteil in der Ausführung wa wurde die den dritten und vierten Pfeiler umfassende näc Baugrube von Fangedämmen umschlossen. Erst nach Fertigstellung der ersten beiden Pfeiler wurde die Baugrube umschlossen und so fort. So wurde bis zum Ende der zeit jeder Fangedamm dreimal benützt.

Die Fangedämme bestanden aus Stahlfachwerkkisten, mit 6 t schweren Betonblöcken belastet wurden. Zwischen Fachwerk gerammte schwere I-Träger, die genügend tie den Kalkstein eingedrungen waren, sorgten für die Sta festigkeit. Nach Aufstellung der Kisten wurden an d Wasserseite auf die ganze Länge des Fangedammes Sp wände 5 bis 8 cm tief in den Kalkfelsen gerammt und diese zur weiteren Dichtung noch eine Erdschüttung ei bracht. Nach der Trockenlegung der Baugrube wurden

fnahme von Eisdruck noch Streben angeordnet. Jede Bau-
ıbe wurde in einem Tag vollständig ausgepumpt. Wegen
: Wasserdurchlässigkeit des Felsens wurde dieser vorher mit
tem Erfolg mit Zementmilch verpreßt. Der gesamte Wasser-
fluß konnte in der Baugrube dann von einer kleinen Pumpe
wältigt werden. — [Nach O. Holden und J. L. Soare in
v. Engng. 27 (1957) S. 34—37.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

K 725.4 (73)

Wie sehen die neuen Industriebauten in den USA aus?

Die Zeitschrift Engineering News-Record richtete an eine
oße Zahl von Planern, Unternehmern und Bauherren eine
nfrage, um zu erfahren, wie die heutigen Industriebauten,
rglichen mit denen der Nachkriegszeit, aussehen. In Ver-
ıdung damit: Wer plant Industriebauten — Architekten,
genieurarchitekten, beratende Bauingenieure oder Maschinen-
uingenieure? Wie weit sind eigene Bauabteilungen der In-
strie hierbei beteiligt?

Zunächst interessiert sich die Zeitschrift für die Verände-
ng der Stützenabstände in den letzten 20 Jahren. Fast alle
fragten stellten fest, daß allgemein eine Tendenz zu größeren
annweiten vorliege, da für die besonders in den letzten zehn
hren größer gewordenen Maschinen auch mehr freier Raum
fordert wird. Nur wenige weisen auf die höheren Kosten hin;
e Mehrzahl ist jedoch der Meinung, daß die Entwicklung
r Mechanisierung und die daher kostspieligeren Produktions-
ırichtungen die Bedeutung der Baukosten herabdrücke und
her größere Stützenentfernungen gewählt werden, auch bei
höhung der Baukosten, wenn die beabsichtigte größere Lei-
ıng des Betriebes dies fordere. Für die offenbar in der
ıuptsache in Betracht gezogenen einstöckigen, flachgedeckten
ebäude kann gesagt werden, daß vor 20 Jahren Stützen-
stände von 6 bis 7½ m die Norm waren, vor 5 Jahren noch
½ bis 9 m und heute 12 bis 15 m.

Die Antworten, die eingingen auf die Frage, ob eine Ten-
nz zu ein- oder mehrstöckiger Bauweise vorliege, zeigen,
ß hier kein allgemeiner Zusammenhang besteht. Eine
oduktion läßt sich in ein eingeschossiges Gebäude einbauen,
ihrend eine andersartige eine mehrgeschossige Bauweise be-
ıgt. Es scheint jedoch, daß die Mehrzahl der Industriebauten
ıgeschossig ist, nur die Büros sind meistens in zweigeschossi-
n Einbauten untergebracht. Die gesonderte Erstellung von
irogebäuden wird befürwortet zur Vermeidung von Belästi-
ngen durch Gerüche und Geräusche einerseits und Störungen
s Produktionsablaufes bei Unterbringung in Einbauten an-
rerseits.

Die lichte Höhe der Industriebauten ist nach der überein-
mmenden Ansicht der Planer in den letzten Jahren um etwa
größer geworden. Sie betrug vor fünf Jahren etwa 3,60 bis
0 m, während man heute auf 5,00 bis 5,80 m geht. Sie ist
übrigen weitgehend von der Größe der aufgestellten Maschi-
a bzw. der maschinellen Einrichtungen abhängig, wobei die
tomation besonders große Höhen erfordere. Auf der anderen
te wird der zunehmende Einbau von Klimaanlagen in
brikationsstätten den Planern nahelegen, die lichte Höhe der
ume möglichst zu beschränken mit Rücksicht auf den Ver-
ıuch von Energie und Wärme.

Bei der Wahl der Elemente für die Ausbildung der Außen-
nde und deren Verkleidung scheinen die Kosten der aus-
laggebende Faktor zu sein. Obwohl Ziegelmauerwerk auch heute noch allgemein als beste Ausführung anerkannt wird, scheidet es meist wegen seiner Kosten aus. Dagegen scheint eine Verkleidung mit Aluminium nach Ansicht vieler Befragter wegen seiner geringen Ansprüche an die Unterhaltung die besten Aussichten zu haben. Die maßgebenden Gesichtspunkte für die Wahl einer Wandkonstruktion sind Aussehen, Kosten und Isolierfähigkeit gegen Wärmeverluste. Daneben spielt die schnelle Ausführbarkeit eine große Rolle, weshalb zumeist großflächige Fertigteilkonstruktionen, die lediglich an das Gerippe anmontiert werden müssen, sei es als „Tilt up"-Betonwände, sei es als Kombinationen aus Isoliermaterial mit Wellasbestzementplatten oder Wellaluminium bzw. Stahlplatten mit emaillierter Oberfläche und dergleichen, angeboten werden.

Allgemein wird festgestellt, daß zukünftig kleinere Fenster als bisher zur Ausführung kommen. Vielfach wird sogar die Ansicht vertreten, daß Fenster bei Bauten, die mit einer Klimaanlage ausgestattet sind, keinen Sinn mehr haben und daher weggelassen werden könnten. Selbst in entsprechend ausgestatteten Büroräumen hätten Fenster nur noch psychologische Bedeutung. Indessen seien die Bauherren solchen fensterlosen Gebäuden meist abgeneigt. In bestimmten Gegenden Amerikas sei der Gebrauch von Oberlichtern für Belichtungs- und Belüftungszwecke, die sonst als altmodisch betrachtet werden, wieder im Wachsen.

Über die Maßnahmen zum Schutz der Industriebauten gegen Feuer wird berichtet, daß mehr als je Sprinkleranlagen eingebaut werden. Der Grund dafür liege in der Ersparnis an Versicherungskosten. Neu sei die Entwicklung von Rauchentlüftern und Feuervorhängen. Diese Entlüfter, zu normalen Zeiten geschlossen, werden unter Zwischenschaltung eines schmelzbaren Gliedes im Brandfalle durch Federn geöffnet. Die Vorhänge bestehen aus unbrennbarem Material und bilden Sperren gegen die Ausbreitung von Feuer in großen Hallen. Sie hängen ungefähr bis 1 m unter die Dachkonstruktion herab. Große Bedeutung im Brandschutz hat die weitgehende Verdrängung von organischen Isolierstoffen durch solche anorganischer Zusammensetzung.

Über die Beteiligung der Architekten, Bau- und Maschineningenieure an den planerischen und Konstruktionsaufgaben bei Industriebauten in Amerika hat die Umfrage ergeben, daß die Ingenieurarchitekten hierfür am meisten in Anspruch genommen werden, während die eigenen Bauabteilungen der Industrie die zweite Stelle einnehmen. Nur die Hälfte der befragten 31 Industriegesellschaften bedient sich einer einzigen Organisation bzw. Firma, während die andere Hälfte sich einer Kombination der bearbeitenden Stellen bedient; beispielsweise bearbeitet die Bauabteilung einer solchen Gesellschaft 75 % der Bauaufgabe, der Ingenieurarchitekt etwa 20 % und der beratende Maschineningenieur 5 %. Vielfach wird auch so vorgegangen, daß die Planung in großen Zügen von dem Werk selbst durchgeführt, die Ausarbeitung der Einzelheiten und der Werkszeichnungen einem Ingenieurarchitekten, Bauingenieur usw. übertragen wird.

Über die Umfrage hinaus wiesen verschiedene Antworten darauf hin, daß die neuen Industriebauten in zunehmendem Maße Baumaßnahmen verwirklichen, die die sozialen Belange und die Herstellung eines guten Betriebsklimas zum Gegenstand haben. Dazu gehört die Anlage von Parkplätzen für die Belegschaft, der zunehmende Einbau von Klimaanlagen in die Produktionsstätten, die Überdachung von Arbeitsplätzen, die ihrer Natur nach im Freien sein müssen, und dergleichen. — [Nach What Are Industrys New Buildings Like? Engineering News-Record 157 (1956) No. 1, S. 38.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

: 620.91/.93 : 351.793 (022)

Härry, Dr. oec., Dipl.-Ing. Arnold: **Die Ökonomik der asserkraftnutzung.** XI, 410 S., Gr. 17 · 23 cm, mit zahlr. b. Winterthur: P. G. Keller 1957. Geb. 28,— sfr.

Das Buch stellt die Verbindung zwischen der Eigenart der ısserkraft, die von der Urproduktion bis in die gewerbliche rtschaft hineinspielt, und der ökonomischen Theorie in aus-ırlicher Weise dar, und dem Bauingenieur, der mit der Sache tun hat, wird die Lektüre dieses bis ins Philosophische chenden und für ihn nicht immer leicht lesbaren Textes ein les Verständnis der wirtschaftlichen Zusammenhänge ver-teln. In Auswertung langjähriger Erfahrungen der Schweiz llt der erste Teil die allgemeinen Grundlagen der Wasser-ftnutzung dar, wobei die Gegenüberstellung von Technik und Wirtschaft, von Natur und Mensch und die wirtschaftsgeographische Einordnung der Wasserkraft deren zahlreiche Sondereigenschaften klar zum Ausdruck bringt. Der zweite Teil beschäftigt sich mit der Preisbildung (Angebot und Nachfrage usw.). Der dritte Teil beginnt mit der Analyse der Anlage- und der Betriebskosten einschließlich der Übertragungs- und Verteilanlagen und leitet in grundsätzliche volkswirtschaftliche Betrachtungen über. Der vierte Teil endlich behandelt die Wasserkraft in der Wirtschafts- und Wehrpolitik und endet in einem Zukunftsausblick mit der endgültigen Bejahung der Wasserkraft auch im Atomzeitalter. Das Buch enthält wertvollstes Erfahrungsmaterial in zusammengefaßter Form und ist mit Bildern ausgestattet, die den gegenwärtigen Hochstand der Schweizer Wasserkrafttechnik repräsentieren.

Grengg, Graz.

DK 624.078.2 : 621.882 (023)

Gleitfeste Schraubenverbindungen im Stahlbau. Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 12. 95 S., Gr. 17,6 · 25 cm, mit 66 Abb. u. 5 Tafeln. Köln: Stahlbau-Verlags GmbH. 1958. Kart. 12,— DM.

Der Deutsche Stahlbauverband veranstaltete am 7. 5. 1957 eine Vortragstagung in Essen, um alle interessierten Kreise der Behörden und der Industrie über den neuesten Stand der Versuche mit gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen) sowie ihre Verwendung bei ausgeführten Bauten und die dabei gemachten Erfahrungen zu unterrichten. Die Vorträge und die anschließende Diskussion sind nun als Heft 12 der Veröffentlichungen des DStV erschienen.

Dr.-Ing. K. Möhler, Karlsruhe, bringt die neuesten Ergebnisse der Karlsruher Versuche zur Ermittlung der statischen Festigkeit und der Dauerfestigkeit der HV-Verbindungen sowie der Festigkeit von auf Kopfabreißen beanspruchten Flanschverbindungen. Der Bericht enthält weiter Angaben über die bei verschiedenen Oberflächenbehandlungen zu erzielenden Reibbeiwerte sowie über grundsätzliche Fragen der Kräfteverteilung auf mehrere, hintereinanderliegende HV-Schrauben.

Dipl.-Ing. B. Hamm, Neuß, und Dr.-Ing. W. Wolf, Köln, berichten über die Fabrikation der Schrauben und über die Grundgedanken der „Vorläufigen Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen", die dem Konstrukteur die erforderlichen Anleitungen für seine Arbeit geben.

Prof. Dr. Steinhardt, Karlsruhe, schildert ganz allgemein den Einfluß der Verbindungsmittel auf die Konstruktionsformen und zieht daraus Folgerungen für die Gestaltung von Anschlüssen mit HV-Schrauben. Die Möglichkeiten des Zusammenwirkens von HV-Schrauben und Schweißnähten werden besprochen.

Dr.-Ing. K. Dörnen, Dortmund, beschreibt die Konstruktion und Montage von Brücken, bei welchen zur Verbindung der Einzelteile HV-Schrauben verwendet wurden. Die Einzelheiten der Knotenpunkte und Anschlüsse, bei deren Gestaltung die Ergebnisse der Karlsruher Versuche weitgehend beachtet wurden, zeigen bereits eine von den Nietverbindungen abweichende, jedoch für die Verwendung von HV-Schrauben charakteristische Formgebung, die sich mit zunehmender Anwendung dieser Verbindungsmittel noch weiter ausprägen wird.

Die Vorträge und die anschließende Diskussion geben ein abgerundetes Bild über den derzeitigen Stand der theoretischen Erkenntnisse und der praktischen Erfahrungen in der Anwendung von gleitfesten Schraubenverbindungen. Die Kenntnis dieser Vorträge ist daher für jeden Konstrukteur von Wichtigkeit, der sich mit der praktischen Gestaltung oder der theoretischen Weiterentwicklung von Konstruktionen mit HV-Schrauben beschäftigt. W. Pelikan, Stuttgart.

DK 620.1.05/.08 (022)

Handbuch der Werkstoffprüfung, 2. Auflage, Band I: **Prüf- und Meßeinrichtungen.** Herausgegeb. von Prof. Dr.-Ing. E. Siebel und Dipl.-Ing. N. Ludwig. XVI und 890 S., Gr. 16,5 × 25,3 cm, mit 1015 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1958. Gzln. 148,50 DM.

Als letzter der vier ersten Bände dieses Standardwerkes ist nun erfreulicherweise auch der I. Band in zweiter, verbesserter Auflage erschienen. Es liegt in der Natur des darin behandelten Stoffes, daß wegen der raschen Fortentwicklung der gesamten Meßtechnik viel ergänzt, aber auch manches als überholt weggelassen werden mußte. Selbst vor allgemein üblich gewordenen Bezeichnungsweisen hat der Wandel der Anschauung nicht haltgemacht. Im Absatz über die Wirkungsweise der Prüfmaschinen z. B. wird, im Gegensatz zu fast allen Lehrbüchern, nun endlich mit genügender Deutlichkeit ausgesprochen, daß bei Festigkeitsversuchen mit zügiger Beanspruchung keine „Belastung", sondern eine zwangsläufige Verformung aufgebracht wird. Die Kraft stellt dabei nämlich keineswegs eine unabhängige Variable, sondern lediglich eine Reaktionsgröße, entstanden aus dem geometrischen Flächenintegral der Spannungen dar.

Der Wert des vorliegenden Buches wird für den Praktiker dadurch wesentlich gesteigert, daß auch in den neu hinzugekommenen Kapiteln der 2. Auflage nicht nur über ausgeführte Konstruktionen und deren Wirkungsweise berichtet, sondern auch durch verbindende Texte auf die Motive hingewiesen wird, die zu der betreffenden Weiterentwicklung geführt haben. Einzelne Kapitel befassen sich darüber hinausgehend mit dem voraussichtlichen Weg, der sich bei verschiedenen Sondergebieten für die Meßtechnik abzeichnet.

Wegen der Vielzahl ist es praktisch unmöglich, auf alles einzugehen, was gegenüber der ersten Auflage hinzugekomm ist. Nur eine kleine Auswahl sei daher genannt.

Bei den Dehnungsmessern nehmen die Dehnungsm streifen auf Ohmscher Basis breiten Raum ein, und auch pn matische Verfahren werden ausführlich behandelt. Besond Beachtung finden unter anderem auch die Kontaktdehnw zähler, welche zur Beanspruchungsermittlung von Konstr tionen dienen, bei denen wiederholt wirkende regellose Krä die Belastung bilden. Sie liefern über Summenzähler ein lastungskollektiv, an dem die Häufigkeit und Größe der e zelnen Belastungsstöße abgelesen werden kann.

Der Werkstoffprüfung mit Isotopen (γ-Strahlen), welche der ersten Ausgabe lediglich kurz beschrieben war, wird je ein größerer Abschnitt gewidmet und, ihrer Bedeutung e sprechend, erhalten auch in der zerstörungsfreien Werkst prüfung der Ultraschall und das Induktionsverfahren ausg bigen Raum.

Die letzten Kapitel behandeln Einrichtungen und Verfah der metallographischen Prüfung und die chemische und spekt chemische Untersuchung metallischer Werkstoffe.

Dieser Band des Handbuches der Werkstoffprüfung bil eine einzigartige Zusammenfassung eines Wissenszweiges, zwar in allen Teilen der Technik eine große Rolle spielt, ü den man aber trotzdem in den üblichen Handbüchern fast nic findet. Die Meßtechnik der Werkstoffprüfung ist bekanntl ein ausgesprochenes Sondergebiet. Für alle, die aber mit Werkstoffprüfung mehr zu tun haben, als gelegentlich ein Pr zeugnis zu lesen, wird dieser I. Band eines der am meisten Hand genommenen Bücher werden. Pilny, Berlin

DK 693.2.022.31 : 620.193.19 (02) = 397 (048) = 2/ = 4

Granholm, Prof. H., Chalmers Technische Hochschu Göteborg: **Om Vattengenomslag i Murade Väggar m särskild hänsyn till tegel som fasadmaterial** (Über d Wasserdurchschlag bei gemauerten Wänden mit besonde Berücksichtigung von Ziegeln als Fassadenmaterial). Gö borg: Gumperts Förlag. Chalmers Tekniska Högsko Handlingar Nr. 195/1958.

In Gegenden, wo Sichtmauerziegelwerk die landesübli Fassadenform darstellt, treten durch Schlagregen manch Feuchtigkeitsschäden auf, deren wirkliche Ursachen nicht vollen Umfang bekannt sind. Der Verfasser versuchte zunä vergeblich, durch Rundfragen einzelne, den Schadensfällen meinsame Einflußgrößen eindeutig nachzuweisen. Das a führlich beschriebene, umfangreiche Versuchsprogramm berü sichtigt nicht nur verschiedene Ziegel- und Natursteinarten, dern auch die Vermauerungsart, den Einfluß von Baustei und Laboratoriumsarbeitsweisen und die Mörtelzusamm setzung. Nach den kurz behandelten theoretischen Grundla der Kapillarbewegung in senkrechter und waagerechter Ri tung sowie den dabei auftretenden Kondensationserschein gen werden die Versuche mit künstlich beregneten Probemaue die in natürlichen Abmessungen im Laboratorium herges wurden, geschildert und der Feuchtigkeitsdurchgang in za reichen Abbildungen veranschaulicht.

Das Ergebnis ist im wesentlichen, daß der Kondensation Kapillaren bei Ziegeln und ähnlichen Baustoffen keine pr tische Bedeutung zukommt und daß die Kombination mehre Ziegelarten in einer Mauer sowie auch die Mörtelzusamm setzung von untergeordnetem Einfluß sind. Entscheidender wies sich dagegen die einwandfreie Hinterfüllung der St fugen mit Mörtel. Die theoretisch vorteilhafteste Isolieru durch Hohlwände, die zur Feuchtigkeitsisolierung absichtl einen Luftzwischenraum zwischen Vormauerziegel und Hint mauerung vorsehen, erwiesen sich in der Praxis als nicht se günstig, weil oft einzelne Stoßfugen nach außen hin offen blieben waren und der Luftraum sich zum Teil durch her fallenden Mörtel wieder gefüllt hatte.

Bei Biegeversuchen mit ganzen Mauern waren das Arbei verfahren und die Mörtelzusammensetzung von wesentlich Einfluß. Schaumbildner im Mörtel wirkten verfestigend.

Die Frage der Verbesserung des Widerstandes gegen W seraufnahme wird in einem Abschnitt über den Einfluß Silicontränkungen der Oberfläche behandelt, wobei auch an reits geschädigten Außenwänden Versuche vorgenommen w den.

Der schwedisch verfaßte Bericht schließt mit einer kurz Zusammenfassung in englischer, französischer und deutsc Sprache. Pilny, Berlin

621.879 (73) (079.3) = 3

Naßbaggerwesen in USA. Bericht über eine Studien-se deutscher Fachleute nach den Vereinigten Staaten ı Amerika. Hrsg. Rationaliserungs-Kuratorium der utschen Wirtschaft, Auslandsdienst, Heft 68. 102 S., 17 × 24,5 cm, mit 150 Abb. u. 11 Zahlentafeln. inchen: Carl Hanser 1958. Brosch. 9,80 DM.

Ein Bericht über eine Studienreise deutscher Spezialisten in A, wie er kaum aufschlußreicher sein kann. Der Bau und rieb von Naßbaggern, früher auch bei uns im Schwunge, drüben von großer Bedeutung, in einem Kontinent mit Flußtemen und Seen einer in Europa nicht auftretenden Größennung und mit großen Seehäfen am Atlantik wenigstens, die er dauernden Naßbaggerei bedürfen. Man schätzt den Wert in USA in Betrieb befindlichen Naßbagger und Zubehör, veit sie von der „Naßbagger-Vereinigung" erfaßt werden, 150 Millionen Dollar. Die großen Naßbagger-Unternehmen werfen ihre großen Naßbagger meist selbst; kleine bis mittelße Cutter-Sauger werden in großer Zahl von den Naßggerfirmen selbst entworfen und auch gebaut.

Der Bearbeiter des Berichtes, Marinebaurat a. D. F. von ırnitz, und das RKW haben mit diesem Bericht das einlägige deutsche Fachschrifttum bereichert und es ist anzuımen, daß auch das vom genannten Bearbeiter vorbereitete ße deutsche Werk über Naßbaggerei durch das Studium des ßbagger-Wesens in USA gefördert wurde. Wie schon in em mit Teilen des vorliegenden Berichtes identischen Vortrag Berichters an der Technischen Universität Berlin betont rde, ist der Naßbagger-Bau in Deutschland trotz seines Vertes an Küsten und Stromgebieten sowie an früheren Erzeungsstätten schon aus Exportgründen ratsam. (Bekanntlich reibt die Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbausel'schaft im Werk Lübeck den Bau und Export von Pumıbaggern.)

Der Bericht ist für alle Naßbaggerei-Interessenten, nicht etzt für die Bibliotheken unserer Technischen Hochschulen ı besonderem Wert. W. E. Fauner, Berlin.

627.83/.88 (023 : 082.1)

Ludin, Prof. Dr. A., und Dr. W. **Borkenstein: Wasserftanlagen, II. Anordnung und Ausbildung der Hauptıwerke** (Sammlung Göschen Band 666/666a). 184 S., Gr. 5 × 15,5 cm mit 91 Abb. Berlin: Walter de Gruyter & 1958. Geh. 4,80 DM.

Der 2. Band „Wasserkraftanlagen" mit der Anordnung und sbildung der Hauptbauwerke schließt sich würdig dem 1. Band gleicher Form an. Er umfaßt die Triebwerkfassungen, deren gabe und allgemeine Anordnung sowie die dazu gehörigen nahme- und Einlaßbauwerke, die Triebwasserleitungen und zweifellos in der Disposition fälschlich unter Triebwasserleitungen benannt — als 3. das Krafthaus in Anordnung und Ausbildung.

Der Göschen-Band bringt in seiner gedrängten Ausführung das Wesentlichste. Das Büchlein kann allgemein empfohlen werden. H. Preß, Berlin.

Neuerscheinungen

Gry, Dr. Helge u. B. **Sondergaard, Flintforckomster i Danmark.** Alcali Reactions in Concrete. — Progress Repost DZ. (Photomechanischer Schreibmaschinendruck. Dänisch mit englischer Zusammenfassung). Herausgeg. The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences, Committee on Allcali Reactions in Concrete. Kopenhagen 1958. Gr. DIN A 4, mit zahlreichen Abb. Brosch. 12,— Dkr.

Erfahrungen mit bituminösen Decken und bituminösem Unterbau. Referate und Diskussionsbeiträge von der Tagung der Arb.-Gruppe „Asphalt- und Teerstraßen" (27. 9. 1957) Berlin. Herausg. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen E. V. 96 S. Gr. DIN A 5, mit 34 Bildtafeln. Bielefeld: Kirschbaum-Verlag 1957. Brosch. 8,— DM.

Sträussler, Dipl.-Ing. E., **Bautabellen, Ein Hilfsbuch für Planung, Standberechnung, Kalkulation und Bauausführung.** 472 S., Gr. 12,5 × 18,5 cm. Wien: Verlag für Jugend und Volk 1957, 96,— öst. Sch.

Koschare, E., **Die Haus- und Grundstücksentwässerung.** Technische Bestimmungen für den Bau und Betrieb sowie für die Wahl zweckmäßiger Entwässerungsgegenstände mit gleichzeitigem Kommentar zu DIN 1986, Bl. 1 und 2. Zweite erweiterte Auflage, 128 S., Gr. 14,7 × 21,7 cm. Mit 73 Abb. und 2 Falttafeln. Köln: Rudolf Müller 1958. Kart. 8,80 DM.

Bauleistungsbuch. Textvorlagen für Bauleistungsbeschreibungen. In Verbindung mit dem Deutschen Verdingungsausschuß für Bauleistungen herausgegeben vom Deutschen Architekten- und Ingenieurverband. Zur überarbeiteten VOB sind jetzt erschienen: **Gas-, Wasser- und Abwasser-Installationsarbeiten, DIN 18 381.** 1958, 80 S., DIN A 5, Brosch. 3,80 DM. **Mauerarbeiten, DIN 18 330.** 1958, 64 S., DIN A 5, Brosch. 3,40 DM. Köln-Braunsfeld: Rudolf Müller.

Idorn, G. M.: **Concrete on the West Coast of Yutland.** Part I. (Photomech. Schreibmaschinendruck, englisch). Herausg. The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete. Kopenhagen 1958. Gr. DIN A 4. 57 S. mit 24 Abb. Brosch. 12,— Dkr.

Le Corbusier: Der Modulor II. 1955 (Das Wort haben die Benützer). Fortsetzung von „Der Modulor" 1948. Deutsch von Richard Herre. 344 Seiten. Gr. 14,3 × 14,3 cm, mit 198 Abb. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt 1958. Kart. 19,80 DM.

Frommhold, Dr.-Ing. habil, Reg.-Baumstr., Hanns und Reg.-Baudirektor Dr.-Ing. S. **Hasenjäger: Wohnungsbau-Normen.** 5. Aufl., Ausgabe 1958. 1. Teil: Grundnormen, Gebäudeplanung, Baustoffe, Bauteile, Hochbau, Rohbau. 260 S. Gr. 14,6 × 21,7 cm mit zahlr. Abb. Kart. 11,50 DM. — 2. Teil: Hochbau, Ausbau, Schutzmaßnahmen im Bauwesen, Baukosten, Umbauter Raum. 208 S. mit zahlr. Abb. Kart. 11,— DM. Düsseldorf: Werner-Verlag 1958.

Verschiedenes

Dr.-Ing. E. h. Walter Ahrens †

Am 10. 8. 1958 beschloß nach längerer Krankheit Dr.-Ing. ı. Dipl.-Ing. Walter Ahrens, Geschäftsführer der Frankiıl-Baugesellschaft m b.H., Düsseldorf, im Alter von 65 Jahı ein arbeits- und erfolgreiches Leben.

Nach Abschluß seiner Studien an der TH Darmstadt war zunächst bei der Firma Philipp Holzmann AG tätig und rnahm später die Leitung der von Holzmann neugegründeı Tochtergesellschaft, nämlich der Frankipfahl-Baugesellschaft. Ausbau und die Entwicklung dieses Spezialunternehmens Ahrens Lebenswerk. Seiner hervorragenden Sachkenntı insbesondere auf dem Gebiete der Bodenmechanik, und seikritischen und objektiven Art, mit der er die Bauverfahren z einiger Fehlschläge immer weiter zu verbessern wußte, lie Sonderstellung zu verdanken, die das von ihm geleitete ernehmen heute einnimmt, wie auch das Vertrauen, das em von der Fachwelt entgegengebracht wird. Die wissenftlichen und technischen Leistungen von Ahrens insbelere auf dem Gebiete der Entwicklung eines besonders samen Bodenverdichtungsverfahrens wurden von der Techıen Universität Berlin im Jahre 1954 mit der Ernennung zum Ehrendoktor ausgezeichnet. Auf Grund seines regen Interesses an der Bauforschung wurde Ahrens in den Vorstand der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. berufen. Über alle technischen Leistungen hinaus wird aber seinen Freunden und Mitarbeitern sein überaus hilfreiches, aufrichtiges und vornehmes Wesen in steter Erinnerung bleiben. Lorenz.

Prof. Dr.-Ing. E. h. L. Leichtweiß †

Herr Hafenbaudirektor Prof. Dr.-Ing. E. h. Ludwig Leichtweiß starb am 11. 7. 1958 im 81. Lebensjahr unerwartet.

Leichtweiß, dem in seinem langen erfolgreichen Leben viele Ehrungen zuteil wurden, war einer der großen internationalen Hafenbauer, der an zahlreichen internationalen Wettbewerben mit größtem Erfolg teilgenommen hatte und als Berater für große Hafenanlagen und Kanalbauten im In- und Ausland gesucht war.

Zwei Tage vor seinem Tode kehrte er noch in voller geistiger und körperlicher Frische von einer Reise aus dem Küstengebiet zurück.

L. war in vielen maßgebenden Gremien des Hafenbaues, wo sein Rat stets Beachtung fand. Die T. U. Berlin verlieh ihm

im Jahre 1952 in Anerkennung seiner Verdienste die Würde eines Dr.-Ing. E. h.

Von schweren persönlichen Schicksalsschlägen nicht verschont, hat L. als aufrechter und vielseitig begabter und interessierter hervorragender Ingenieur sich einen großen Freundeskreis geschaffen. Alle, die mit ihm in Berührung kamen, werden ihm ein ehrendes Gedenken bewahren.

Prof. Preß, Berlin.

Zuschrift

zu dem Beitrag **Hampe: „Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung."** Bauing. 33 (1958) Heft 1, S. 6.

Die Schlußbemerkungen des Autors in seinem interessanten Vortrag geben mir zu folgenden ergänzenden Bemerkungen betreffend die Innenkühlung bei Massenbauwerken Veranlassung.

In der Schweiz ist bei sämtlichen nach 1950 erstellten oder im Bau begriffenen Bogen- und vollen Gewichtsmauern die Innenkühlung mittelst von kaltem Wasser durchflossenen Rohrschlangen mit gutem Erfolg verwendet worden. Bei den hohen Tagesleistungen von 6000 bis 8000 m³ mußte dem schädlichen Einfluß der Hydrationswärme des Zementes trotz der geringen mittleren Zementbeigabe (ca. 200 kg/m³ bei Bogen- und 150 kg/m³ bei Gewichtsmauern) durch besondere Maßnahmen begegnet werden. In den Ausschreibungsunterlagen wurde jeweilen die Röhrenkühlung alternativ mit der Spaltkühlung vorgesehen. Ausnahmslos waren die Angebote mit Röhrenkühlung niedriger. Die künstliche Kühlung verteuert den Betonpreis um 3—4 %, sie kann demnach nicht als sehr teuer bezeichnet werden. Es hat sich dabei gezeigt, daß vornehmlich die Kühlung während der Wintermonate sehr wirksam ist, wodurch es lingt, die mittlere Betontemperatur bis zum Vorfrühling auf 4—6° herabzubringen. Bei mittleren Ortstemperaturen unse Sperrstellen von ca. 2—3° darf dies als sehr gut bezeich werden und könnte kaum mit einer anderen heute bekann Maßnahme in ähnlich wirtschaftlicher Weise erreicht werd Im Vorfrühling, bevor der Beton sich wieder erwärmen ka werden dann jeweilen die Fugen der vorangegangenen Bet saison geschlossen durch Injektionen, wobei für die Möglichl von Nachinjektionen gesorgt werden muß.

Die Spaltkühlung hat, wie mir beim Bau der Bogenma von Rossens sehr deutlich wurde, einige Nachteile. Außer Komplikationen, die die Zwischenschalungen mit sich bring ist das Ausinjizieren der viel engeren Fugen zwischen d alten Beton und dem Füllbeton der Spalten sehr schwie Zudem ist der Partialstau der Höhe nach beschränkt du die Kote der unteren Kante der offenen Spalten. Bei Bog mauern hingegen hat es sich gezeigt, daß im Herbst bereits unteren Blockreihen jenes Betons, der im Frühjahr eingebr wurde, eingestaut werden dürfen, ohne daß die Injektionen Fugen ausgeführt sind. Der Wasserdruck genügt, um Fugen provisorisch zu schließen. Selbstverständlich darf di Einstau nur auf eine Höhe erfolgen, die der Gewichtswirk des eingestauten Mauerteiles entspricht. Immerhin läßt sich mit eine nicht zu vernachlässigende Menge an Stauinhalt Jahr früher gewinnen, als dies bei Spaltkühlung möglich w Den Winter hindurch wird diese Wassermenge turbiniert, daß im Vorfrühling, wie erwähnt, die Fugeninjektionen du geführt werden können.

Professor G. Schnitter,
Eidg. Technische Hochschule, Züric

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Z schrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bil höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentliche Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Kunststoff-Faser-Spritzmaschine Typ K 1

In den letzten Jahren hat die Verwendung von Kunststoffen für Isolierungszwecke sehr zugenommen. Für die Verwendung von

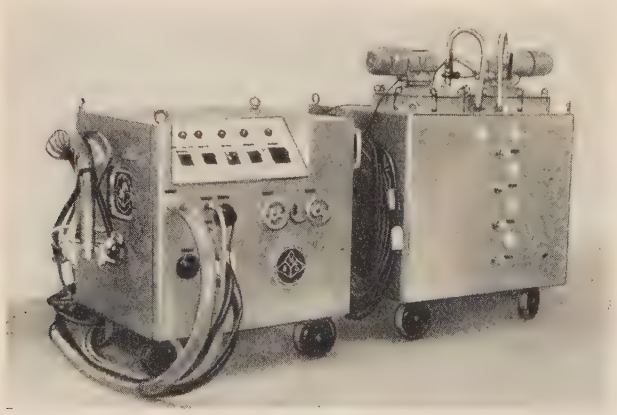


Abb. 1. Kunststoff-Faser-Spritzmaschine Typ K 1.

faserverstärkten Kunststoffen ist von der *Torkret G.m.b.H.*, Essen, ein neues (geschütztes) Verfahren und eine für dieses geeignete Faser-Spritzmaschine Typ K 1 (System Aust & Schüttler)" herausgebracht worden. Mit einer Zweikomponenten-Spritzpistole besonderer Bauart geschieht gleichzeitig das Verspritzen eines Kunstharzgemisches und das Auftragen von geschnittenen mineralischen Fasern, die der Isolierschicht eine sehr große Zerreißfestigkeit geben und den auftretenden Spannungen gegenüber widerstandsfähig sind. Mit dieser Spritzpistole werden auch im Bauwesen vorzügliche Eigenschaften der faserverstärkten Kunststoffisolierung hinsichtlich ihrer chemischen Beständigkeit erreicht.

Dieses neue Kunststoff-Spritzverfahren eignet sich sowohl zum Auskleiden von Behältern, Abwasserkanälen, Kläranlagen, Faulbehältern, Absetzbecken, Bedachungen, Betonestrichen usw. als auch zum Verkleiden von Beton- und Ziegelmauerwerk, zur Isolie von Tunnels, Fundamenten usw. Besondere Bedeutung hat es durch, weil es mit ihm möglich ist, Konstruktionen aus Beton gegen aggressive Medien zu schützen. Dadurch werden für

Abb. 2. Zweikomponenten-Spritzpistole zum gleichzeitigen Verspri von Kunstharzgemisch und geschnittenen mineralischen Fasern

Tabelle 1. Technische Daten der Kunststoff-Faser-Spritzmaschi Typ K 1 (System Aust & Schüttler).

Spritzleistung i. d. Std.:	bis 40 kg Fasern, bis 80 kg Harz	Luftbedarf:	max. 1,5 m³/min bei 5—6 atü Druck
Stundenleistung, bei 1,5 mm Schichtstärke:	bis 12 m²	Anschlußwerte:	Maschine 3,5 KW Lufterhitze 8 KW
Füllinhalt der Harzbehälter:	je 50 kg	Gewicht:	240 u. 260 kl

Betonbau Einsatzmöglichkeiten geschaffen, die bisher ausschlie nur durch andere Isoliermethoden erreicht werden konnten (Al und 2, Tabelle 1). Dipl.-Ing. *Erich Rathsmann*, Münche

Maschinen für
ASBESTZEMENTPLATTEN u. ROHRERZEUGUNG

ALLE MASCHINEN ZUR NASS- ODER TROKKENAUFBEREITUNG VON ASBEST-ZEMENT / ASBESTSILOS / ZWEISIEB- UND DREISIEB-ZYLINDER-PLATTENMASCHINEN / PLATTENSTRASSEN FÜR EBENE UND GEWELLTE PLATTEN, KOMBINIERT, AUTOMATISCH ODER HALBAUTOMATISCH / ENTSTAPELUNGSANLAGEN MIT REINIGUNGS- UND EINÖLMASCHINEN / ROHRWICKELMASCHINEN FÜR HOCH- UND NIEDERDRUCK-ROHRE BIS 5 m LÄNGE UND 1060 mm LI. W. / SPEZIAL-ROHRDREHMASCHINEN / SPEZIAL-MUFFENDREHMASCHINEN / ROHRTRENNSCHNEIDEMASCHINEN / ROHRPRÜFPRESSEN / MUFFENPRÜFPRESSEN / FORMIERKALANDER (FÜR MUFFENROHRE) / MANDRIL-AUSZIEHMASCHINEN / AUTOKLAVEN FÜR ASBESTZEMENT-ABBINDUNG SOWIE DIVERSE AGGREGATE UND ZUBEHÖR.

J.M.VOITH ÖSTERREICH

ST. PÖLTEN, POSTFACH 168 — TEL. 25 01 — FS. 01 2148 — DRAHTWORT VOITHWERK ST. PÖLTEN

SM 696

WAAGNER-BIRÓ

WIEN AKTIENGESELLSCHAFT GRAZ

Erdgas-Rohrbrücke
über die Donau
bei Wien

Gasrohrdurchmesser
420 mm

Betriebsdruck 64 atü

FreieStützweite derBrücke,
die als Seilwandfaltwerk
ausgebildet ist, 320 m

ZENTRALE: WIEN V · MARGARETENSTRASSE 70 · ÖSTERREICH

Planung und Bau von Hüttenwerken

Von Dr.-Ing. **Friedrich Lüth**

Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen

Zweite, neubearbeitete Auflage

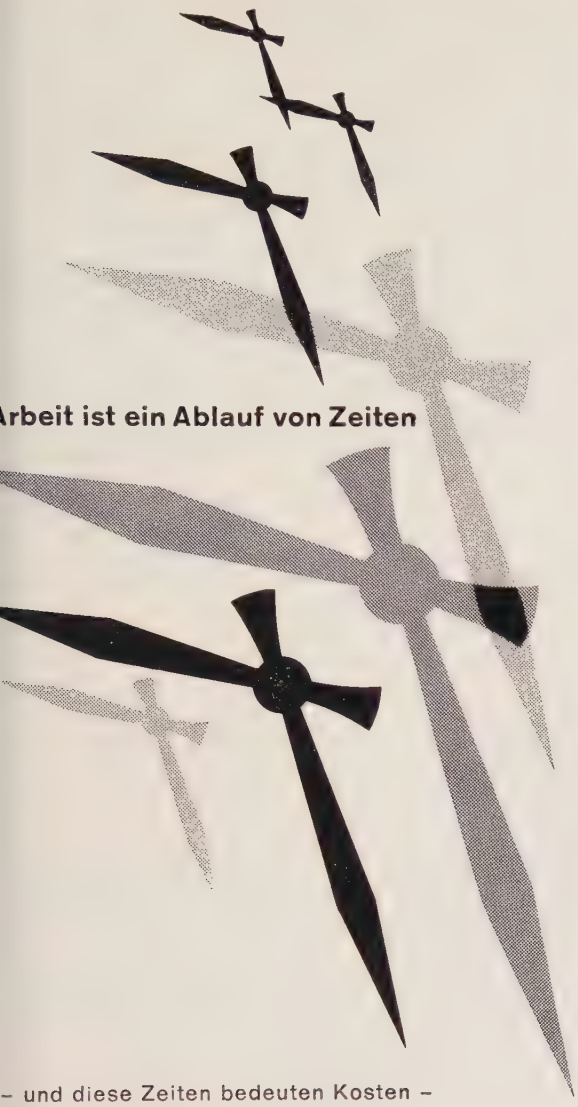
Mit 28 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. VII, 187 Seiten Gr.-8°. 1958

Ganzleinen DM 28,50

Inhaltsübersicht: **Voraussetzungen:** Volkswirtschaftliche Gründe. Lage zu den Rohstoffräumen. Verkehrslage. Lage im Energienetz (Strom und Ferngas). Arbeitsmarktbedingungen. Landwirtschaftliche Bedingungen. Politische Grenzen. Vorausschätzung der Wirtschaftlichkeit. — **Planung eines Hüttenwerks:** Vorplanung. Gesamtanlage. Hüttenbetriebe. Energiewirtschaft. Verkehrs- und Transportanlagen. Neben- und Hilfsbetriebe. Zulieferungsbetriebe. Betriebsüberwachung. Normung und Vereinheitlichung. Sonstige Einrichtungen und Anlagen. Siedlungen. Änderungen der Planung während des Baus. — **Kostenvoranschlag:** Erfahrungswerte. Besondere Kostenmomente. Kosten für Planung und Bauaufsicht. Selbstkostenvorausschätzung. — **Bau der Hütte:** Eigene oder fremde Bauleitung. Wahl der Bau- und Lieferfirmen. Vergabe. Garantien. Bauaufsicht. Nachbewilligungen. Abrechnung und Anlagenkartei. — **Inbetriebnahme der Hütte:** Festlegung des Verantwortlichen für die Durchführung der Inbetriebnahme. Art der Inbetriebnahme. Nachweis der Garantien. Rechtzeitige Anstellung der Betriebschefs und Meister. Übergabe an den Bauherrn und Auftraggeber. — **Beispiele aus der Praxis:** Möglichkeiten der Verbundwirtschaft zwischen einer Steinkohlenzeche und einem Hüttenwerk. Ermittlung des durch Staub- und Gasschäden gefährdeten Gebiets um eine Hütte. Wiederaufbau eines stark demontierten Hüttenwerks. Studie über die Durchführbarkeit des laufenden Transports größerer flüssiger Roheisenmengen zwischen zwei Hüttenwerken. Aus der Neuplanung eines bestehenden Hüttenwerks. Planung eines Elektro-Hüttenwerks. — **Sachverzeichnis.**

Das jetzt in der zweiten, erweiterten und dem heutigen Stand der Technik angepaßten Auflage erscheinende Buch macht den mit Fragen der Hüttenplanung befaßten Ingenieur mit den hierfür notwendigen Grundlagen bekannt. Die entscheidenden Fragen sind die richtige Abstimmung der einzelnen Betriebe zueinander sowohl hinsichtlich der zu wählenden metallurgischen Verfahren wie der Kapazitäten. Technische Einzelheiten aus dem Hochofen-, Stahlwerks- und Walzwerksbetrieb sind — weil außerhalb des Rahmens dieses Buches liegend — nur so weit behandelt, als dies für die Lösung der Hauptprobleme unerläßlich ist. Weiter ist die Frage der Standortwahl von ganz besonderer, oft entscheidender Bedeutung. Die Abhängigkeit des Hüttenstandorts von den wichtigen Rohstoffvorkommen, von seiner Lage im Verkehrs- und Energienetz, die Fragen der Bodenbeschaffung, der Berücksichtigung etwa künftiger Staubschäden und schließlich die Frage des Arbeitsmarktes und der Siedlungen spielen eine bedeutende Rolle.
Vorausschätzungen der Wirtschaftlichkeit und der Höhe der zu erwartenden Investitionen werden durch entsprechende Beispiele und Zahlenunterlagen belegt.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



– und diese Zeiten bedeuten Kosten – sei es in der Werkstatt, sei es im Büro. Rationell geleitete Betriebe zeigen beispielgebend wie grundlegend wichtig die exakte Registrierung zeitlicher Vorgänge und deren schnelle Auswertung für eine genaue Planung und Kostenermittlung ist.

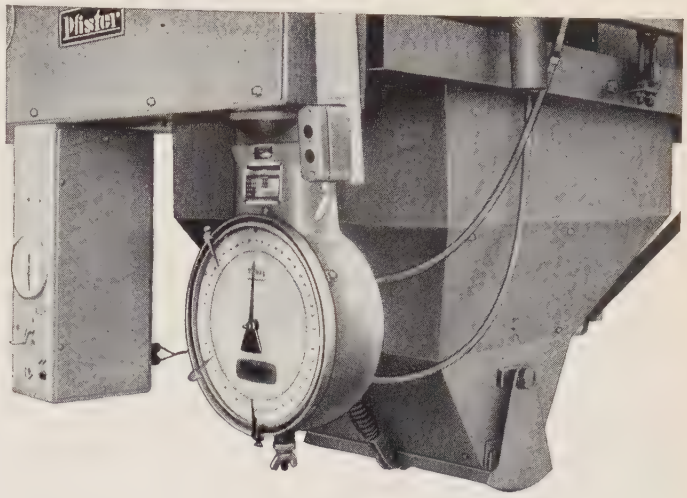
IBM liefert elektrisch und elektronisch gesteuerte Uhrensysteme. Selbstregulierend überwachen und steuern sie, auch ohne eigenes Leitungsnetz, eine Vielzahl von Uhren und Zeitregistriergeräten verschiedenster Art. Automatisch messen, registrieren und dokumentieren sie zeitliche Vorgänge oder schalten Maschinen, Anlagen, Leuchten und Signale automatisch ein und aus.

IBM-Spezialisten beraten Sie jederzeit unverbindlich.

IBM-Geschäftsstellen finden Sie in allen größeren Städten.

IBM ZEITDIENSTANLAGEN

IBM DEUTSCHLAND
Internationale Büro-Maschinen Gesellschaft mbH.
Hauptverwaltung Sindelfingen bei Stuttgart



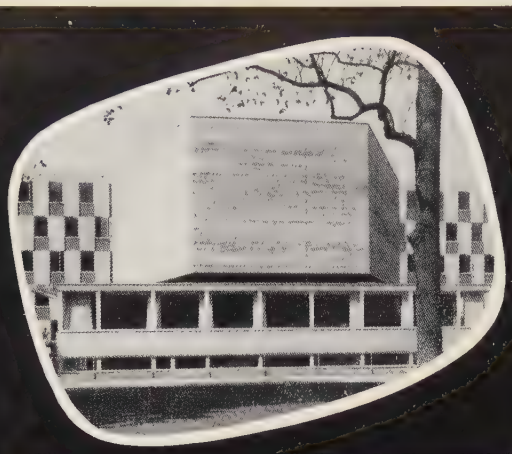
Gewichtsgenauer Materialabzug . . .

Beim Herstellen von Gemengen und Mischungen ist gewichtsgenauer Materialabzug der einzelnen Komponenten Voraussetzung für gleichbleibende und zuverlässige Qualität; denn nur durch gewichtsmäßiges Bestimmen und Überwachen der Zuschlagstoffe lassen sich die Vorschriften über die Zusammensetzung einhalten und garantieren.

Die moderne Pfister-Wiegeautomatik löst solche Probleme auf elegante und technisch einwandfreie Weise: jede Waage wird mit einem Gewichts-Vorwählgerät ausgerüstet, an dem der gewünschte Gewichtswert eingestellt wird. Zusammenwirkend mit dem Dosierverschluß am Bunkerauslauf sorgt das Gewichts-Vorwählgerät nun für ein dem eingestellten Wert entsprechendes Füllen des Waagbehälters.

Pfister-Waagen

AUGSBURGER WAAGENFABRIK
LUDWIG PFISTER KG AUGSBURG



*PROLAN-BAUTEN stellen sich vor ...
... hier Zentralamt Deutscher Wetterdienst Offenbach/Main

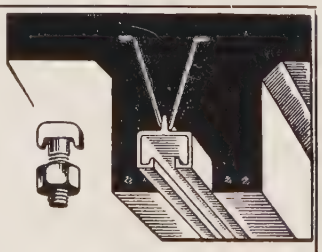
SICHT-BETON nach Wunsch gelingt besser mit *PROLAN - Betonverflüssiger! Schreiben Sie uns. Wir beraten Sie gern!

HANS HAUENSCHILD K.G. HAMBURG-WANDSBEK

Abriebfeste und rißfreie
Beton-Estriche
sind heute mit Compakta kein Problem mehr und können selbst in dünnsten Schichten auf altem wie neuem Unterbeton aufgebracht werden. Die Aufklärungsbroschüre E 1 berät Sie hierüber und über weitere Anwendungsmöglichkeiten kostenlos
Baustoff-Chemie, Seebruck/Oberbay.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene
Stahlspundwände
in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3" und „Hoesch 3" in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.
F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

DKG-Ankerschienen
Jordahl-Schienen



Deutsche Kahneisen Ges. West G. m. b. H.
Berlin-Wittenau, Roedernallee 88-90
Telefon: 49 30 90 Telegr.-Adr.: Kahneisen
Lager: Troisdorf bei Köln und Berlin-Wittenau

Entwurf und Berechnung von Stahlbauten

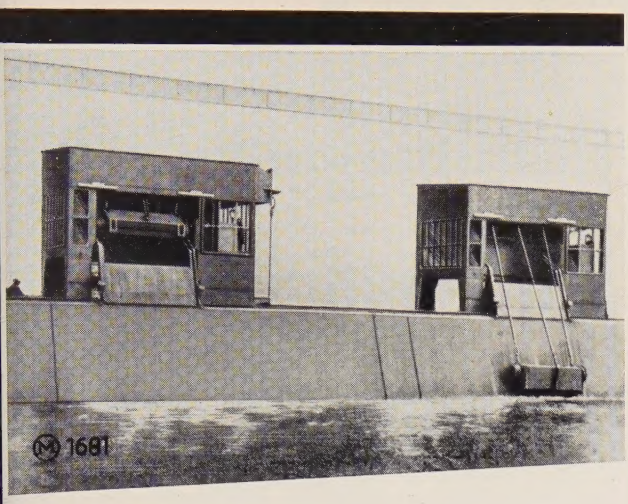
Von Dr. sc. techn., LL. D. h. c., Dr.-Ing. h. c., Dr.-Ing. E. h. **Fritz Stüssi**, o. Professor an der Eidg. Technischen Hochschule Zürich. In drei Bänden.

Erster Band: **Grundlagen des Stahlbaues.**
Mit 524 Abbildungen. XI, 577 Seiten Gr.-8°. 1958.
Ganzleinen DM 55,50

Entwurf und Berechnung von Stahlbauten setzen eine enge Synthese von konstruktivem Können und theoretischem Wissen voraus. Das Buch arbeitet die Grundlagen dieser Synthese heraus. Es stützt sich auf den Erfahrungsschatz, der dem heutigen Stahlbau dank der Leistungen einer großen Reihe hervorragender Stahlbauer zur Verfügung steht, sucht aber darüber hinaus auch aus eigenem Bemühen einige Elemente zur Weiterentwicklung beizutragen. Dazu gehören insbesondere Untersuchungen über das Verhalten des Baustoffes und seiner Verbindungsmittel unter Dauerbeanspruchung sowie die Ausarbeitung numerischer Berechnungsmethoden zur Untersuchung der im Stahlbau wichtigen Stabilitäts- und Schwingungsprobleme sowie besonderer Berechnungsaufgaben der Festigkeitslehre. Bei der Darstellung der Bauelemente wurde versucht, die Grundsätze der baulichen Ausbildung sowohl vom Kräftespiel wie auch von den Forderungen einer wirtschaftlichen Ausführung her zu entwickeln. Die Anwendung dieser Grundlagen im Stahlhochbau und im Stahlbrückenbau soll in zwei weiteren Bänden dargestellt werden.

In Vorbereitung:
Zweiter Band: Stahlhochbau.
Dritter Band: Brücken in Stahl.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



2 Maier-Rechenreinigungsmaschinen

mit je 2,5 m breitem Putzwagen bei einer Wassertiefe von 17,7 m, an dem Kraftwerk Jochenstein (Donau)

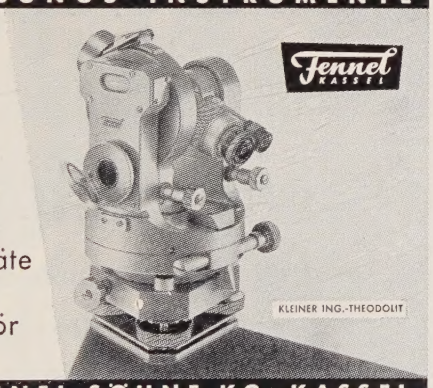
UNSERE ABTEILUNG

EISENWASSERBAU fertigt **Rechenreinigungsmaschinen mit Auslegern und Putzwagen** bis zu den größten Abmessungen, fahrbar und ortsfest, **Rechen-, Schützen- und Wehranlagen, Segmentschützen, Stauklappen** in allen vorkommenden Größen, **geschweißte u. genietete Druckrohrleitungen** mit allen Arten **Absperrorganen** sowie sonstige **Eisenwasserbauten.**

Maschinenfabrik B. MAIER Brackwede/Bielefeld

VERMESSUNGS-INSTRUMENTE

Nivelliere
Theodolite
Tachymeter
Grubengeräte
und Zubehör



OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL

DIALEN SOLOSAN

Schutzanstriche ✳
für Beton und Stahl

Organa-Bautenschutz, Bochum-Gerthe
Gebr. Mayer, chem. Fabrik, Eßlingen/N

ORGANA BAUTENSCHUTZ

✳ *AIB zugelassen*

NOVOC

Betonverflüssiger zur Verbesserung des Betongefüges

NOVOC VZ
Abbindeverzögerer für arbeitsfugenfreie Betonherstellung

WIRTSCHAFTLICHER BAUSTELLENBETRIEB
EINWANDFREIER BETON

NOVOC-, CERESIT- u. CEROC-Zusatzmittel sind chloridfrei

Verlangen Sie Druckschriften und technische Beratung vom **CERESIT**-Hersteller

WUNNER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA/WESTF.

Trass im Beton

erhöht: Homogenität, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wässer

vermindert: Entmischungsneigung, Zementbluten, Wasserzusatz, Schwindung, Abbindewärme, Bindemittelkosten

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
Gegr. 1862 ANDERNACH/RHEIN Tel. Sa. No. 3541
Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

AUTOGEN-Schweiß-, Schneid- und Lötwerkzeuge

Fachberatung unverbindlich

- Schweißpulver „Homogenit"
- Druckminderer
- Armaturen für alle Gasarten

F. X. STÖHR
Autogen- u. Armaturenwerk Augsburg · Provinostr. 22

Diesem Heft liegt ein Prospekt der Gothaer Lebensversicherung a. G., Göttingen, bei.

STELLENANGEBOTE

Bei der technischen Abteilung eines Verbandes der Leichtbaustoffindustrie ist die Stelle eines Bauberaters zu besetzen. Gesucht wird ein

Bauingenieur oder Architekt

(H. T. L. oder T. H.)

mit sicherem und gewandtem Auftreten, der über praktische Erfahrungen in der Bauausführung verfügt und zumindest Grundkenntnisse auf den Gebieten des Wärme- und Schallschutzes sowie der Baustatik besitzt. Seine wesentliche Aufgabe wird es sein, im Außendienst beratend zu wirken und möglichst auch Vortragsveranstaltungen durchzuführen.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, lückenlosem Tätigkeitsnachweis, Lichtbild, Gehaltsforderungen unter **„Der Bauingenieur 719"** an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, erbeten.

FRIED. KRUPP

sucht

zum möglichst baldigen Dienstantritt für die

Leitung der Maschinenbaugruppe

in der Abteilung

Stahlwasserbau

versierten Fachmann mit guten Kenntnissen im allgemeinen Maschinenbau und praktischen Spezialerfahrungen auf dem Gebiet des Stahlwasserbaues.

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstermins bitten wir zu richten an **Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau Rheinhausen, Personalabteilung, Rheinhausen.**

Bedeutendes Werk der Chemischen Industrie im Rheinland sucht für die zusammenfassende Leitung seiner Baubetriebe einen erfahrenen

Bau-Ingenieur oder Architekt

(TH oder HTL)

Voraussetzung für die Stellenbesetzung sind gute bautechnische Kenntnisse und mehrjährige Erfahrungen im Hoch- und Tiefbau von Industrieanlagen, Spezialkenntnisse in säure- und feuerfestem Mauerwerk, Kanalisationsanlagen, Gleis- und Straßenbau.

Es wird auf Erfahrung in der Menschenführung sowie im Umgang mit den verschiedenen Werksabteilungen und Behörden großen Wert gelegt.

Angebote mit handschriftlichem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnissen und Referenzangaben sind zu richten unter **„Der Bauingenieur 713"** an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Führendes Herstellerwerk von Haushaltsmaschinen bietet kaufmännisch-organisatorisch begabtem

Architekten oder Bauingenieur

ein interessantes Arbeitsfeld.

Das Aufgabengebiet umfaßt die persönliche Beratung des vielschichtigen Interessentenkreises (Eigenheimbesitzer, Architekten, Baugesellschaften und Baubehörden) und die damit zusammenhängende schriftliche Bearbeitung und Werbung.

Da mit der Tätigkeit Außendienst verbunden, ist Führerschein Kl. 3 erforderlich.

Geeignete Bewerber wollen ihre Unterlagen (Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild) mit Nennung der Gehaltswünsche und des frühesten Eintrittstermines einreichen unter **„Der Bauingenieur 711"** an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Achtung Schalungsfachleute!

Für eine im Ausland seit Jahrzehnten millionenfach bewährte, jetzt in Deutschland preisgünstig hergestellte, großflächige Sperrschaltafel sind noch einige

Bezirksvertretungen zu vergeben.

Versierten Fachleuten mit guten Beziehungen zu Hoch- und Tiefbauunternehmungen wird hohe Verdienstmöglichkeit bei günstigen Verkaufsbedingungen geboten.

Interessenten werden gebeten, sich unter Angabe ihrer derz. Beschäftigung mit Referenzen zu bewerben unter **„Der Bauingenieur 710"**, Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

HOCHTIEF AKTIENGESELLSCHAFT

Tunnelbauführer

für einen Druckluftschildvortrieb

möglichst mit Erfahrung im Tunnelbau oder bei Druckluftgründungen

ab sofort oder 1. Januar 1959

in entwicklungsfähige Stellung gesucht.

Bewerbungen mit Werdegang an:

HOCHTIEF

Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten
Abt. Tunnelbau und Druckluftgründungen

Essen, Rellinghauser Straße 55—57

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. K. Sattler, Berlin; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Bln.-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 61. — Springer-Verlag/Berlin·Göttingen·Heidelberg. — Printed in Germany

Kranbahnträger für 3 Magnetkräne mit je 7,5 t Trag
Spannweite: 40 m
Gewicht: 38 t

Die hervorragenden statischen Eigenschaften des Stahlrohrs geben dem Konstrukteur die Möglichkeit, materialsparende und besonders wirtschaftliche Konstruktionen zu schaffen. Unsere Spezialisten schweißen alle Stahlrohrkonstruktionen aufbaufertig und beraten Sie gern bei Ihren Planungen.

PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF